

7 社会インフラの長寿命化と維持管理の効率化を目指した更新・新設に関する研究

研究機関：平成 28 年度～令和 3 年度

プログラムリーダー：道路技術研究グループ長 辻保人

研究担当グループ：地質地盤研究グループ（土質・振動 T、施工技術 T）、道路技術研究グループ（トンネル T）、橋梁構造研究グループ、材料資源研究グループ

1. 研究の必要性

我が国の社会資本ストックは高度経済成長期などに集中的に整備されたが、今後急速に老朽化が進むことが懸念される。国際競争が熾烈さを増す中、我が国が生き残るためには、これらの社会資本ストックのサービスを中断することなく更新等を行うことが必要となる。

一方で、厳しい財政状況の中、着実に更新・新設を進めるためには、構造物の重要度に応じたメリハリのある整備が不可欠である。例えば、最重要構造物においてはできるだけ耐久性に優れるよう更新・新設を行い、将来にわたっての維持管理の負担の軽減に努めることが求められる。また管理レベルは高度でないものの手当の必要な膨大な小規模、簡易な構造等を特徴とする社会資本ストックを対象とした適切な構造・材料、設計の開発等が必要である。

このためには、各種構造物の特性を踏まえ耐久性向上や更新の効率化を実現するための設計手法や構造・材料の評価手法、あるいは維持管理負担軽減にむけて簡易な目視点検で設計手法や構造・材料の評価手法を確立するための研究が必要となる。

2. 目標とする研究開発成果

本研究開発プログラムでは、橋梁、トンネル、土構造物を主な対象として、研究の必要性を考慮し、以下の研究開発目標を設定した。

- (1) 最重要路線等において高耐久性等を発揮する構造物の設計、構造・材料等を開発・評価
- (2) サービスを中断することなく更新が可能となるような設計、構造・材料等を開発・評価
- (3) 簡易な点検で更新時期や更新必要箇所が明らかとなる設計、構造・材料等を開発・評価
- (4) プレキャスト部材等を活用する質の高い構造物の効率的構築に向けた設計・施工技術の開発

3. 研究の成果・取組

「2. 目標とする研究開発成果」に示した達成目標に関して、平成 30 年度に実施した研究の成果・取組について要約すると以下のとおりである。

(1) 最重要路線等において高耐久性等を発揮する構造物の設計、構造・材料等を開発・評価

<橋梁関連>

鋼道路橋については、耐久性に優れたステンレス鋼を対象に鋼道路橋部材への適用性を確認するための研究を行っている。従来から用いられてきた炭素鋼とステンレス鋼とを併用する場合には、異種金属接触腐食の発生が懸念されることから、その接触面に絶縁材料を設置することを提案している。この異材が接触する高力ボルト摩擦接合継手に絶縁材料を設置した場合の継手性能を確認するため、すべり耐力試験を行い、設計基準に示される摩擦継手と同程度のすべり係数が得られることを明らかにした。

場所打ち杭工法において支持層の確認は重要な施工管理項目であり、従前の支持層の確認方法では支持層の到達判断が困難となる地層構成もあることから、掘削深度、掘削速度、押込み力、トルク値等の施工データに基づく掘削抵抗の変化状況を土質データと対比させて到達判断する上では、施工管理装置は有用である。しかしながら、既存の施工管理装置は汎用性の観点で課題があるため、様々な掘削機に対応できる汎用的な施工管理装置を

7 社会インフラの長寿命化と維持管理の効率化を目指した更新・新設に関する研究

開発するとともに、実施工における適用性の検証を行った。

過酷な塩害環境で供用される新設プレストレストコンクリート橋の高耐久化に向けて、混和材の使用などによるコンクリートの遮塩性能の向上効果を検証し、遮塩性能の評価技術や耐久設計法を確立することを目的としている。平成30年度の検討では、プレキャスト工場と実験室で製作した様々なコンクリート試験体を対象として、非破壊試験を活用した遮塩性能の評価方法について検討した。この結果、電気抵抗率試験によって混和材を用いた緻密なコンクリートの遮塩性能を評価できること、電気抵抗率試験による遮塩性能評価は使用材料や配合条件が異なる様々なコンクリートに適用可能であることなどを明らかにした。

<トンネル関連>

トンネルを更新する場合には、施工時の地山や支保構造の力学的な特性などの設計の前提条件が新設時とは異なる可能性がある。しかしながら、現時点までトンネルの大規模な更新工事の実績は限られているため、特殊な工事として対応しており、トンネルを新設する場合の基準などをもとに個別の条件に合わせて実施されていることが多い。一方で、トンネルの老朽化は進行していくことから、今後もトンネルを更新する工事は増加していくことが想定される。そのため、種々の工事の特徴を適切に評価して、計画や設計、施工に反映し、安全性や施工性、耐久性などの要求性能と同時に経済性を確保できる合理的な更新技術を確立する必要があると考える。これについて、今年度は数値解析や実験による検討を行い、トンネル更新時の支保構造の力学的な特性やトンネル更新時の施工が周辺に与える影響などを確認した。

<土工構造物関連>

高耐久性等を発揮するカルバートの設計法の検討に向け、カルバートの変状の把握とその要因の分析、フォルトツリーの作成と見直しを継続し、現状の課題について整理した。変状が確認された部材・部位は多岐にわたり、コンクリートの特性や継手部材の劣化のような材料的要因と考えられる変状、カルバートへの外力の作用のような構造的要因が考えられる変状ともに見られた。構造的要因のうち、偏土圧の作用による影響については、偏土圧を作用させた場合の曲げモーメント分布の試算を行い、計算結果と頂版の片側へひびわれの集中に概ねの整合が見られた。

補強土壁に関しては、異常降雨作用下の挙動確認実験を実施した。実験では、変形を誘発するために盛土の締め固めを規定よりも緩くし、壁裏の排水施設を設置せずに異常降雨を繰り返し作用させたが、盛土のこぼれ出し等が無ければ、壁面の変形、補強材の張力にほとんど変化がないこと等の知見をまとめた。

(2) サービスを中断することなく更新が可能となるような設計、構造・材料等を開発・評価

<トンネル関連>

トンネル補修・補強工の設計にあたって対象とすべきはく落荷重を推定するため、NATMにより建設された道路トンネルを対象に過去の点検データに基づいた分析を行うとともに、既設トンネルの補修工の長期耐久性に影響を与える要因等を把握する事を目的に、既設トンネルに施工された補修工の変状実態について調査を実施した。また、補修工法の長期耐久性の評価を目的に、評価方法の検討と、室内促進試験及び現場暴露試験を実施した。その結果、NATMにより施工されたトンネルにおける目地沿いのうき・はく離は、面積の規模は小さいものが多くを占め、補修工の設計にあたってはその規模に応じてはく落塊の設計荷重を適切に設定する必要があること、室内促進試験として、高い温度でのアルカリ浸漬試験が有効であり、付着試験などで接着力の評価が可能であることが分かった。

<土工構造物関連>

高耐久性等を発揮するカルバートの設計法の開発に向け、カルバートの変状事例の整理、各部材・部位の変状と道路機能との関係についての検討、フォルトツリーのまとめと見直しを行っている。その結果、進展可能性、道路機能に影響を与える可能性ともに高いと考えられる変状として、上部道路の活荷重による頂版のひびわれや、漏水を伴うコンクリート部材の変状、導水工部材の取付不良や継手部の開き・ずれの部分からの水や土砂の流入が考えられた。特にこれらの変状について、設計段階での検討、経過観察、早期の措置を行うことは、効率的に道路機能を維持するのに有効と考えられた。

補強土壁に関しては、異常降雨作用の挙動確認実験を実施し盛土材がこぼれだした補強土壁の補修効果の検証

7 社会インフラの長寿命化と維持管理の効率化を目指した更新・新設に関する研究

を行った。実験では、補強土壁と隣接構造物との境界部に生じた開口部から盛土材が 0.4m^3 (補強領域の体積比 0.3%) こぼれ出した後に、開口部の閉塞とこぼれ出し箇所への碎石充填とを行い、再度降雨の作用を与えて挙動の確認を行った。実験では、補修後は盛土材のこぼれ出しが進行しないこと、補強材が破断に至るような張力の変化が生じないこと等の知見をまとめた。

(3) 簡易な点検で更新時期や更新必要箇所が明らかとなる設計、構造・材料等を開発・評価

高耐久性等を発揮するカルバートの設計法の開発に向け、カルバートの各種変状の進展可能性と点検における着眼点について検討した。その結果、他の変状の契機となり得る変状や進展可能性の高い変状については、特徴を踏まえた経過観察と結果の記録・保存、設計・施工条件との関連づけにより、時系列的な評価や設計での配慮の必要性が考えられた。こうした変状は道路機能に影響を与える可能性も高く、変状の現れ方にも特徴があるため、重点的かつ継続的に点検を行うことは効率的な維持管理の観点からも有効と考えられた。

補強土壁に関しては、異常降雨作用の挙動確認実験を実施し盛土材のこぼれだしによる補強土壁の変状の進行過程を明らかにした。現場において複数確認されている、何らかの作用により補強土壁と隣接構造物との境界部に開口部が生じて盛土材がこぼれ出した事例の再現を試みたところ、実験では、開口部が生じた状態で降雨作用を与えても、盛土内水位が開口位置まで達していなければ、必ずしも盛土材が即座にこぼれ出すというものではないこと等の知見をまとめた。

(4) プレキャスト部材等を活用する質の高い構造物の効率的構築に向けた設計・施工技術の開発

本研究では、プレキャスト部材のさらなる活用に向けて、プレキャスト部材の製造過程や接合部に着目し、品質の評価技術を検討している。平成 30 年度は、同一断面に機械式鉄筋継手を集中させたプレキャスト部材接合部の曲げ載荷実験の成果に基づいて「プレキャストコンクリート構造物に適用する機械式鉄筋継手工法ガイドライン」をとりまとめた。ガイドラインには、プレキャスト部材の機械式鉄筋継手による接合部の品質のうち、破壊抵抗曲げモーメント、曲げモーメント作用下の剛性、ひび割れ性状に着眼し、設計、施工および検査を行う際の留意事項を示した。

大型ブロック積擁壁の接合部構造評価の基礎検討として、ブロック積擁壁供試体の曲げ試験を行った。最大曲げモーメントは布積が谷積よりも約 2~4 割小さく、これは目地の配置及びブロックと胴込めコンクリートの界面の方向に起因する。これらに基づき製品の開発又は選定上の留意点を整理した。次に、変状事例の多い空積の大型ブロック積擁壁の動的 FEM 解析を行った。接合部に突起を設けても曲げモーメントを伝達しないため練積に比べ背面地盤を支持する機能に劣り、さらにブロックの揺動が卓越するため踵立ち等した状況で部材の安全性照査が必要であることが明らかとなった。

RESEARCH ON RENEWAL AND NEW CONSTRUCTION TECHNOLOGY AIMING AT LONGER-LIFE AND EFFICIENCY OF MAINTENANCE FOR PUBLIC INFRASTRUCTURE

Research Period : FY2016-2022

Program Leader : Director of Road Technology Research Group
TSUJI Yasuto

Research Group : Geology and Geotechnical Engineering Research Group
(Soil Mechanics and Dynamics Research, Construction Technology Research),
Road Technology Research Group (Tunnel Research),
Center for Advanced Engineering Structural Assessment and Research,
Innovative Materials and Resource Research Center

Abstract : Japan's stocks of public infrastructure were intensively improved during the period of rapid economic growth and now the increasing aging infrastructures are concerned. It is important to renew or enlarge the service life for these existing infrastructures without interrupting their service.

This research program aims to establish evaluation methods necessary for development of material and construction in order to commercialize the new technology that can adapt to society's needs. We will also propose such research results reflected in the standards of various design guidelines.

The research targets of this research program are as follows

- (1) Development and structural design methods and advanced materials the structures that exhibit high durability
- (2) Development of structural design methods and advanced materials that achieve renewal of existing infrastructures without interrupting the services
- (3) Development of structural design methods and advanced materials that suggests the optimum timing and part of the structures for strengthening and repair with simplified inspection methods
- (4) Development of effective utilization of precast concrete products for both high productivity of construction work and long term durability of concretes structures

Key Words : Bridge, Tunnel, Retaining Wall, Culvert, Durability, Design

7.1 最重要路線等において高耐久性等を発揮する構造物の設計、構造・材料等を開発・評価

7.1.1 新設橋の品質・信頼性向上方法の構築に関する研究（鋼構造）

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：上仙 靖、村井啓太、澁谷 敦

【要旨】

本研究では、耐久性に優れたステンレス鋼を対象として、鋼道路橋への適用性を確認するための研究を行っている。従来から用いられてきた炭素鋼とステンレス鋼とを併用する場合には、異種金属接触腐食の発生が懸念されることから、その接触面に絶縁材料を設置することを提案している。平成 30 年度は、異材が接触する高力ボルト摩擦接合継手に絶縁材料を設置した場合の継手性能を確認するため、すべり耐力試験を行い、基準に示される摩擦継手と同程度のすべり係数が得られることを明らかにした。

キーワード：鋼道路橋、ステンレス鋼、高力ボルト摩擦接合継手、異種金属接触腐食

1. はじめに

平成 29 年の道路橋示方書の改定において、道路橋の設計供用期間について 100 年を標準とすることが規定され、設計供用期間中における部材の耐久性能の確保は、橋の耐荷性能の前提条件となる。鋼道路橋において腐食による損傷は、橋の耐荷性能を著しく低下させる要因である。鋼道路橋の防食方法で一般的に用いられている塗装は、一般的な環境での耐久性は十分あるものの、海岸付近や冬期に凍結防止剤を散布する等の厳しい環境では塗膜の劣化が早い。また、維持管理費の低減を目的に用いられている耐候性鋼板も、厳しい腐食環境では、さびの進展の抑制が期待できる保護性さびの生成が十分ではなく、鋼部材の断面欠損を伴う腐食が生じている事例が多く報告されている。

このようなことから、無塗装でも高い防食性能を発揮し塗替え塗装にかかる維持管理費の削減が期待でき、かつ、使用地域を限定しない高い耐食性能を有する高耐久鋼材のニーズが高まっている。

2. 研究目的

高い耐食性能を有する高耐久鋼材としてステンレス鋼に着目した。ステンレス鋼は、鋼道路橋で一般的に使用されている SM 材等の炭素鋼と比べて製造コストが高いため、ライフサイクルコストで適用効果が高い部材に限定して使用されることが有効と考えられる。ステンレス鋼を適材適所に用いて、橋の耐久性能を向上させる考え方である。一方、ステンレス鋼と SM 材等の炭素鋼を組合せて使用する場合、高力ボルトや溶接による両鋼材の接合

箇所において湿潤状態が維持されると、両者の電位差による異種金属接触腐食の発生が懸念される。この異種金属接触腐食を防ぐためには、適切な方法で電気的な絶縁を行う必要がある。

本研究では、ステンレス鋼と炭素鋼との異材摩擦接合継手において、異種金属接触腐食に配慮した摩擦接合面の処理方法について実験的研究を行った。

3. 研究方法

電氣的絶縁を考慮した異材摩擦接合継手におけるすべり係数の評価、およびリラクセーションの計測に用いた試験体の形状を図-1 に示す。荷重の作用方向に 2 本のボルトを有する 2 面摩擦接合継手の引張試験体である。本研究では、腐食による損傷が再発する可能性がある部位、点検や塗替え塗装等の維持管理が困難な部位の部材を、ステンレス鋼部材へ交換することを想定している。このため、試験体の一方の母材を SS400、他方の母材を SUS316、

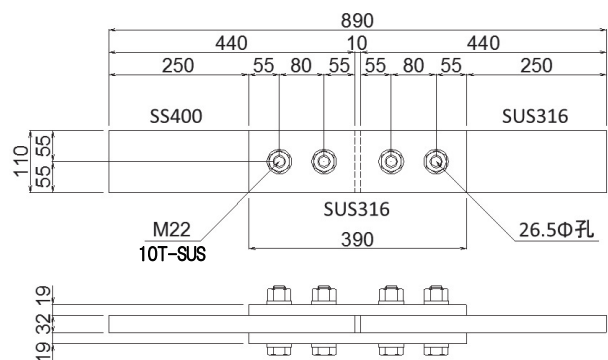


図-1 試験体の形状

表-1 試験ケースと摩擦接合面の処理

ケース	母材SS400	母材SUS316	連結板SUS316	Fill PL
W-0	無機ジンクリッチペイント 目標膜厚75 μ m	ブラスト処理 Sa2.5	無機ステンレス粉末入塗料 目標膜厚75 μ m	なし
W-1	動力工具処理 St3	ブラスト処理 Sa2.5	アルミナ溶射 目標膜厚300 μ m	なし
W-2	動力工具処理 St3	ブラスト処理 Sa2.5	ガラスフレーク入塗料 目標膜厚175 μ m	なし
W-3	動力工具処理 St3	ブラスト処理 Sa2.5	ブラスト処理 Sa2.5	GFRP板 厚さ6mm
W-4	動力工具処理 St3	ブラスト処理 Sa2.5	ブラスト処理 Sa2.5	エポキシ樹脂板 厚さ1mm

表-2 使用鋼材の機械的性質

区分	鋼種	板厚 サイズ (mm)	引張試験			
			降伏点 0.2%耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比	伸び (%)
PL	SUS316	32	256	580	0.44	63
PL	SUS316	19	249	585	0.43	61
PL	SS400	32	246	409	0.60	36

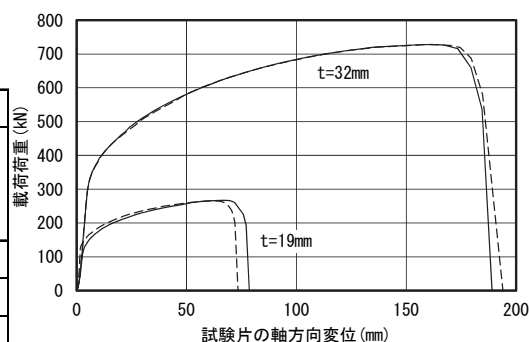


図-2 荷重と試験片の軸方向変位の関係

これらを連結する連結板を SUS316 とした。試験体の摩擦接合面の処理方法については、表-1 に示す W-1~W-4 の 4 種類を選定した。試験ケース W-1 と W-2 における摩擦接合面の処理方法を塗装型、試験ケース W-3 と W-4 をフィラープレート型と分類している。W-1 は、耐摩耗部品や電気絶縁部品などに用いられている表面処理方法のアルミナ溶射を連結板の接合面に行った。W-2 は、エポキシ樹脂塗料にガラスフレークを含有させた塗装により、絶縁とすべり係数が確保できることを期待して選定した。W-3 では厚さ 6mm の GFRP (ガラス繊維強化プラスチック) 板を、W-4 では厚さ 1mm のエポキシ樹脂板を、絶縁フィラープレートとして母材と連結板の間に配置したものである。W-1~W-4 の母材の摩擦接合面は、既設部材を想定した SS400 の母材ではグラインダーによる動力工具処理とし、新設部材となる SUS316 の母材はブラスト処理とした。なお、W-4 で選定したエポキシ樹脂板は、文献²⁾で検討された材料と同じである。今回、炭素鋼とステンレス鋼との異材摩擦接合継手に対する性能について確認した。また、試験ケース W-0 は、文献³⁾に示されている炭素鋼とステンレス鋼との接合における摩擦接合面の処理方法で、試験ケース W-1~W-4 と比較することを目的に実施した。

試験体に用いた高力ボルトは、日本鋼構造協会規格 SSBS301 に示される構造用ステンレス鋼高力ボルト 10T-SUS(径 M22、SUS630)である。高力ボルトの締付けは

トルク法により、設計ボルト軸力 205kN の 10%増の 226kN を目標に行った。

4. 研究結果

4.1 使用鋼材の機械的性質

表-2 に試験体の母材および連結板に使用した鋼材のミルシートから、材料の引張試験の結果を示す。SUS316 と SS400 の降伏強度は同程度であるが、引張強さは大きく異なる。SUS316 の引張強さは SM570 材に相当し、伸びは SS400 の約 2 倍の値を示している。なお、明瞭な降伏棚を示さないステンレス鋼の SUS316 の降伏応力は 0.2%耐力の値である。

図-2 に板厚 32mm と 19mm の SUS316 の引張試験において記録された荷重と変位の関係を示す。鋼材の引張試験片のうち、板厚 32mm については JIS Z 2201 1A 号、板厚 19mm は 5 号試験片である。引張試験は、2000kN 万能試験機 (島津製作所 UH-F200A) を用いて行った。図-2 の荷重と変位の関係から、降伏強度に相当する曲線の勾配が変化する位置を過ぎると、荷重は徐々に増加するが試験片の軸方向の変形は大きくなる。最大荷重に到達後、急激に強度が低下し、試験片は破断に至っている。ステンレス鋼は、降伏以降の伸び性能が十分に期待できる材料と考えられる。

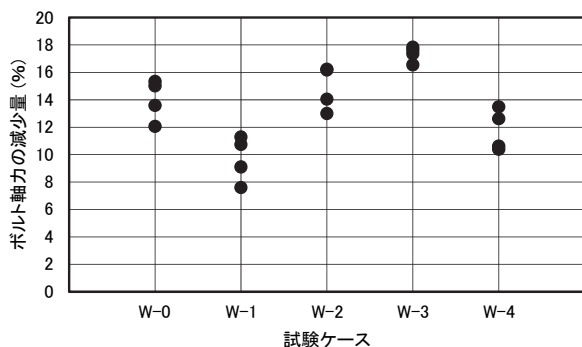


図-3 ボルト軸力の減少量

4.2 リラクゼーション計測結果

試験体は各試験ケースについて3体製作し、このうち各1体の試験体でリラクゼーションの計測を行った。高力ボルトの締付け直後から71日後におけるボルト軸力の減少量を図-3に示す。今回の計測結果では、連結板の接合面にアルミナ溶射を行ったW-1のボルト軸力の減少量が、今回検討した試験ケースの中で最も小さい。次が、厚さ1mmのエポキシ樹脂板を接合面に配置した試験ケースW-4で、ボルト軸力の減少量は10.4~13.5%であった。最もボルト軸力の減少量が大きいのは、厚さ6mmのGFRP板を接合面に配置した試験ケースW-3で、ボルト軸力の減少量は18%近くあり、接合面に挟んだ樹脂の厚さが影響しているものと考えられる。

4.3 すべり耐力試験結果

すべり耐力試験は、2000kN 万能試験機を使用して引張荷重を単調に载荷した。図-4に各試験ケースから1体の試験体を抽出し、荷重と母材間の変位の関係を示した。W-0およびW-1は、最大荷重に達した後、荷重の低下とともに母材間の変位が増加する。W-0と比較してW-1の荷重の低下は急激である。一方、フィラープレート型のW-3およびW-4は、W-0やW-1と比較してすべり発生荷重は低いが、すべり発生後に荷重の低下はなく、母材間の変位の増加とともに荷重も緩やかに増加する傾向がみられた。なお、連結板の接合面にガラスフレーク塗装を行ったW-2は、全ての試験体において荷重の载荷直後からすべりが生じる結果となった。表-3にW-2を除く各試験ケースの試験体のすべり荷重およびすべり係数を示す。ここで、すべりの定義については、荷重と母材間の変位の関係において、母材間の変位が0.2mmに達したときの荷重、0.2mmまでに最大荷重が生じた場合はその荷重、および母材間の変位が急激に大きくなったときの荷重のうち、最小の値としている。また、すべり係数は、設計ボルト軸力205kNを用いて算出している。W-1のすべり係数は、3体の平均で0.528、最小で0.495であった。フィラープレート型の

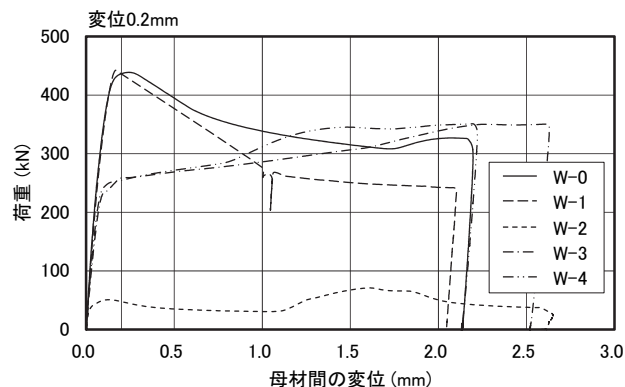


図-4 荷重と母材間の変位の関係

表-3 すべり荷重とすべり係数

ケース	No.	すべり荷重(kN)	すべり係数	平均
W-0	-1	419.8	0.512	0.503
	-2	436.4	0.532	
	-3	381.1	0.465	
W-1	-1	442.0	0.539	0.528
	-2	405.7	0.495	
	-3	451.3	0.550	
W-3	-1	342.7	0.418	0.346
	-2	258.3	0.315	
	-3	250.4	0.305	
W-4	-1	278.5	0.340	0.335
	-2	292.1	0.356	
	-3	252.6	0.308	

W-3およびW-4のすべり係数は、3体の平均で0.346および0.335であった。

5. まとめ

本研究では、ステンレス鋼と炭素鋼との異材摩擦接合継手において、異種金属接触腐食に配慮した摩擦接合面の処理方法について実験的研究を行った。今回の実験結果の範囲では、接合面にアルミナ溶射を施した試験ケースでは、0.45を超えるすべり係数を有することが確認された。また、GFRP板およびエポキシ樹脂板を絶縁フィラープレートとして用いた試験ケースでは、すべり係数は0.4に満たないが、荷重と母材間の変位の関係において、すべり発生後に急激な荷重低下が生じないことが確認された。

高い耐食性能を有する高耐久鋼材を適材適所に用いて、橋の耐久性能を向上させるために、図-5に示すフローで研究を進めており、今後、暴露試験等により耐久性能、実験による圧縮部材の耐荷性能、および実橋部材へステンレス鋼を適用した場合についてステンレス鋼の特性を考慮した解析的検討を行う必要がある。

6. 謝辞

本研究は、土木研究所、日本鋼構造協会、日本橋梁建設協会、長岡技術科学大学、長岡工業高等専門学校、早稲田大学、本州四国連絡高速道路との共同研究「耐久性向上のための高機能鋼材の道路橋への適用に関する共同研究」の一環として実施されたものである。ここで、ご指導いただいた共同研究者へ謝意を表します。

参考文献

- 1) 玉越隆史、横井芳輝、岡田紗也加、水口知樹、強瀬義輝： 耐侯性鋼橋の外観性状によるさび状態の評価法に関する研究、国土技術政策総合研究所資料、第828号、155p.、2015.2
- 2) 市川篤司、長嶋文雄、山田稔、羽田政浩：絶縁性能を付与した摩擦接合継手の静的強度および疲労強度試験、土木学会論文集、No.546/I-37、pp.65-76、1996.10
- 3) 日本鋼構造協会：ステンレス鋼土木構造物の設計・施工指針(案)、214p.、2015.11

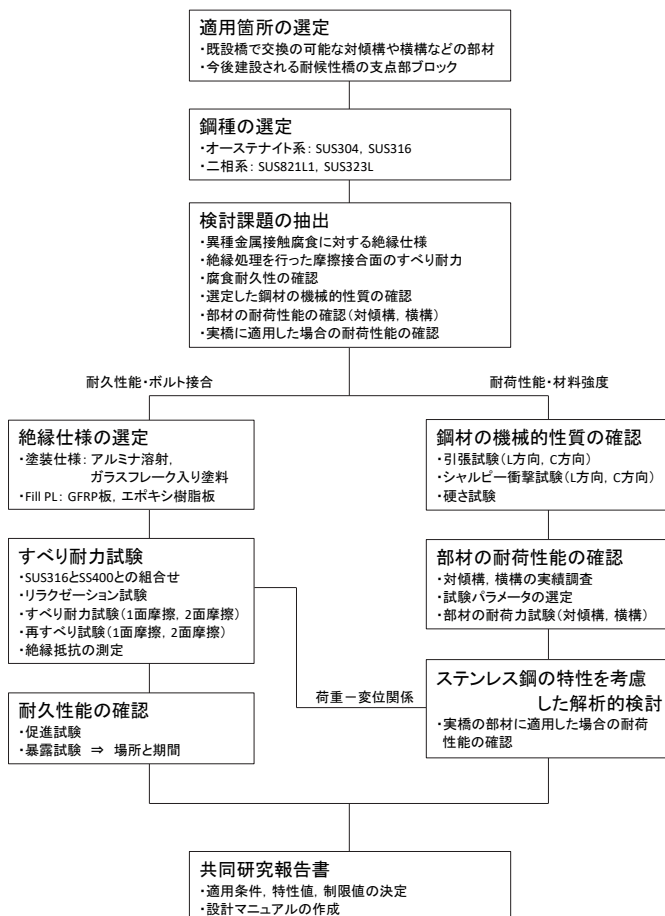


図-5 研究の全体フロー

7.1 最重要路線等において高耐久性等を発揮する構造物の設計、構造、材料などを開発・評価

7.1.2 新設橋の品質・信頼性向上方法の構築に関する研究（橋梁基礎）

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：桐山孝晴、飯島翔一

【要旨】

場所打ち杭工法において支持層の確認は重要な施工管理項目であり、従前の支持層の確認方法では支持層の到達判断が困難となる地層構成もあることから、掘削深度、掘削速度、押込み力、トルク値等の施工データに基づく掘削抵抗の変化状況を土質データと対比させて到達判断する上では、施工管理装置は有用である。しかしながら、既存の施工管理装置は汎用性の観点で課題があるため、様々な掘削機に対応できる汎用的な施工管理装置を開発するとともに、実施工における適用性の検証を行った。

キーワード：支持層、到達判断、施工管理装置、場所打ち杭工法

1. はじめに

杭基礎においては、構造物に沈下、傾斜を生じさせないためにも、確実に支持層に根入れすることが肝要であり、施工時における支持層の確認が施工管理として重要となる。支持層への根入れが不十分であった結果、橋台の沈下¹⁾やマンションの傾斜²⁾などの不具合が発生し、社会的にも大きな問題となることがある。しかし、深さ方向に風化程度が異なる岩盤や、支持層と支持層より浅い地層の土質が類似している場合には、視覚や触覚といったこれまでの支持層の確認では支持層の到達判断が困難な場合がある。そのような場合には、施工時に作用させる押込み力を一定にして掘削速度（掘削深度、掘削時間）や掘削抵抗（回転トルク）を測定し、掘削抵抗の変化と掘削土の状況から総合的に判断するのがよいとされている³⁾。これまで掘削深度、掘削速度、押込み力、トルク値等の施工データを表示・記録し、これらの施工データから掘削抵抗の変化状況を土質データと対比させて表示する機能を有する施工管理装置はあるものの、汎用性の観点では課題があった。そのため、様々な掘削機に対応できる汎用的な施工管理装置の開発と実施工における適用性の検証が望まれている。

そこで、本研究では場所打ち杭工法の一つであるオールケーシング工法を対象とした杭 1 本毎の施工データを自動記録できる汎用性の高い施工管理装置を開発し、その装置を用いて実現場にて施工性試験を行い、支持層の確認方法としての適用性を検証した。

なお、本研究では学校法人早稲田大学及び一般社団

法人日本基礎建設協会と、場所打ち杭基礎の設計の合理化・高度化を図ることを目的とした共同研究を実施した。

2. 場所打ち杭工法

場所打ち杭工法とは、現場において掘削した孔の中に、鉄筋コンクリート杭体を築造する工法である。道路橋示方書・同解説IV下部構造編⁴⁾に規定される場所打ち杭工法には、オールケーシング工法、リバーササーキュレーション工法、アースドリル工法の3工法がある。上記の3工法は、機械による水中掘削、鉄筋かごの建込み、水中コンクリート打込みなど基本的事項に関しては同じ特徴をもっているが、掘削方法や孔壁の安定機構等の詳細な事項に関しては違いがある。道路橋基礎に用いた場所打ち杭工法として、リバーササーキュレーション工法及びアースドリル工法の適用実績がほとんどない⁵⁾ことから、本研究ではオールケーシング工法を対象とすることとした。オールケーシング工法は、杭の全長にわたりケーシングチューブを回転・圧入しながら、ケーシングチューブ内の土砂をハンマグラブで掘削・排土する。掘削完了後、鉄筋かごを掘削した孔内に建込み、トレミーを用いてコンクリートを打込みながらケーシングチューブを引抜き、杭を築造する。オールケーシング工法の施工手順例³⁾を図-1に示す。

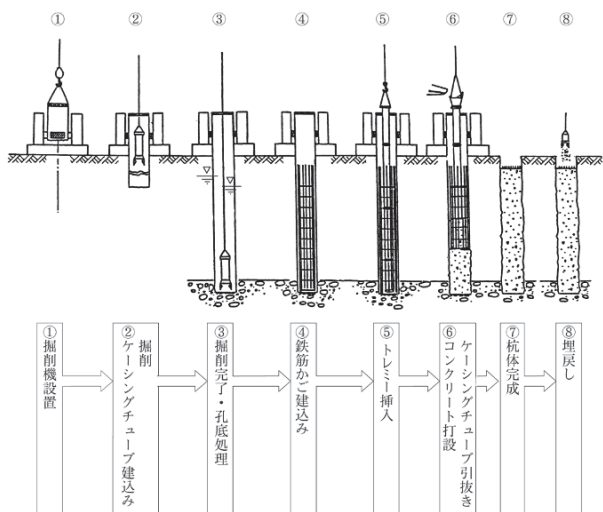


図-1 オールケーシング工法の施工手順例

3. これまでの支持層確認方法とその課題

これまでのオールケーシング工法の支持層確認方法は、掘削した土砂を地上に排土することから、一般にハンマグラブにより掘削した土の土質と深度を、設計図書や土質調査資料および試験杭で採取した土質試料と対比することで行われていた。一方で、従来からの支持層確認方法を実施したものの、橋台が沈下する不具合事例が報告されており¹⁾、これは図-2に示すように当初の推定支持層に比べて、再度調査結果の推定支持層が深い位置にあったため、海側の杭が支持層に到達していなかったことが要因と考えられる。また、当該支持層は図-2に示すようにN値が深度方向に漸増し、風化の程度のみが異なる風化岩であったため、視覚や触覚といったこれまでの定性的な支持層確認方法では支持層の到達判断が困難な場合があることが示された。

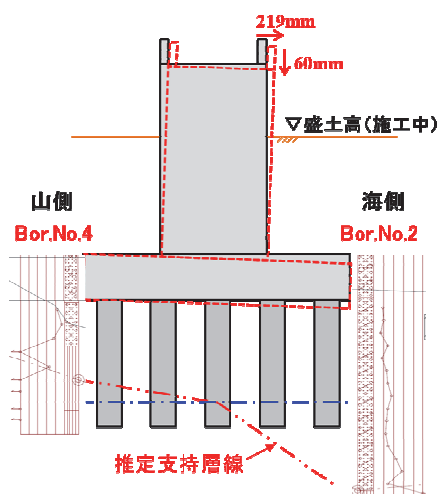


図-2 橋台の沈下事例

この不具合事例を踏まえて、文献⁶⁾では、支持層の到達判断が困難な場合の対応について、「支持層の判定には、掘削深度や掘削速度、押込み力、トルク値などの施工データを測定して掘削抵抗の変化状況や掘削土の状況から支持層判定の指標を定める方法など、地盤の抵抗を定量的に捉え、力学的にも説明性を有する方法を用いるのがよい」としている。さらに、掘削区間ごとの機械の押込み力、機械の回転速度の設定値を一定にし、測定される圧入時間（ジャッキのストロークごとの押込み時間）と掘削抵抗（トルク値）の計算値（積算トルク値＝トルク値×圧入時間）をグラフ化し、その変化状況とボーリングデータを比較することで支持層を判定する方法の詳細と施工記録例を示している。

図-3示す施工記録は、掘削速度、掘削深度、押込み力、トルク値などの表示される施工データを確認してマニュアル（人力）で記録するため、非常に煩雑となり、記録漏れの恐れもある。また、支持層付近での積算トルク値の変化状況が重要となる区間で、押込み力を一定に保って掘削することは、支持層の硬さの状況やオペレーターの技量により不確実性がある。

そこで、文献^{3)、6)}ではこれらの施工データを自動記録する施工管理装置について紹介をしているものの、様々な掘削機に対応できるようなものではなく、汎用性に課題がある。また、実施工にて施工管理装置の適用性を検証した事例は少なく、支持層確認の方法としての信頼性も把握できていないのが現状である。

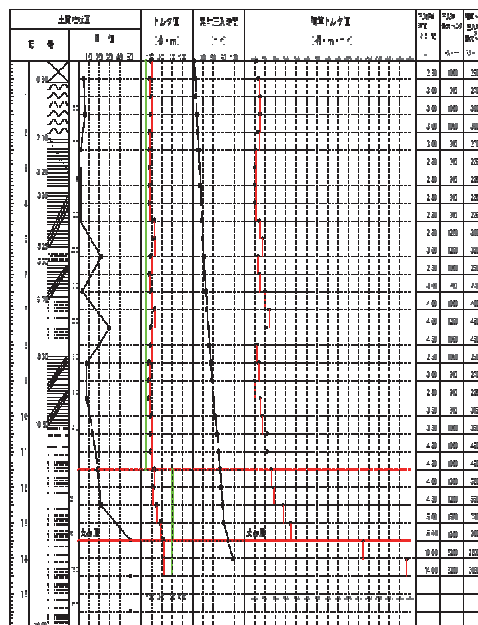


図-3 施工記録例

4. オールケーシング工法施工管理装置

4.1 施工管理装置の概要と使用機材

オールケーシング工法施工管理装置（以後、本装置）は、オールケーシング工法で用いる回転式掘削機を自動操作する油圧コントロールユニットからの電気信号をアナログからデジタルに変換し、有線もしくは無線にてパソコンに信号を送るユニット（AD変換無線ユニット）と汎用パソコンにインストールされた「場所打ち杭施工管理システムソフト」にて構成される。

油圧コントロールユニットは、ケーシングチャックの開閉、ケーシング正転・逆転、ケーシング押込み・引抜き、高・低速回転、変位の信号をアナログで発信しており、これらの信号をAD変換無線ユニットによりデジタル信号に変換して、有線ではUSB接続にて、無線ではBluetooth接続にて、「場所打ち杭施工管理システムソフト」をインストールした汎用パソコンに信号データを集積する。汎用パソコンはWindows10のソフトウェア対応の市販されているものを用いる。

図-4に本装置のシステム概要図を示す。

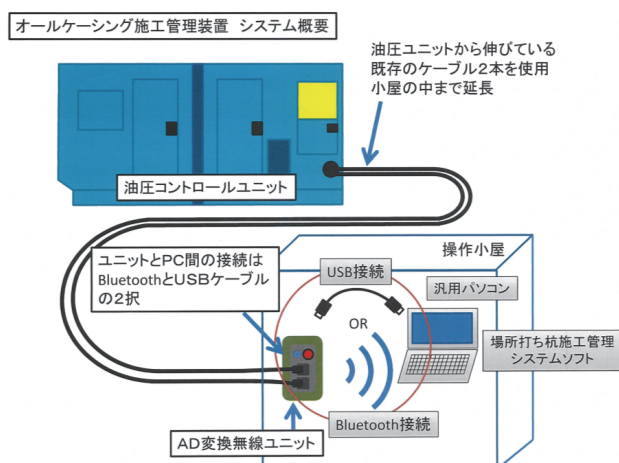


図-4 システム概要図

4.2 場所打ち杭施工管理システムソフト

場所打ち杭施工管理システムソフトは、杭1本毎の施工データ（掘削トルク値、積算トルク値、上載荷重、掘削深度等）を時系列にて自動記録しながらグラフ化する。掘削施工時には、ケーシングチャックが閉じた時のみ変位計による信号を取込む仕組みであるため、ケーシング先端深度の位置関係が明確になり、その都度の上載荷重、掘削トルクを計測し、10cm平均トルク値と圧入時間を乗じた積算トルク値を算出することができる。また、地盤条件として当該地盤の土質区分、N

値のデータを深度毎に事前に入力できるので、得られた積算トルク値との対比も容易となった。さらにコンクリート打設時に記帳したミキサー車毎のコンクリート打設高さやトレミー下端位置の記録を事後に入力することで、杭施工管理の一連の帳票データを作成することが可能となり、施工報告書作成の省力化にもつながるものと考えられる。

杭1本毎の支持層を判定する方法としては、近接ボーリング調査で行った試験杭掘削時の積算トルク値と本杭で得られた積算トルク値の対比によって総合的に判断することが望ましい。

5. オールケーシング工法施工管理装置の実証試験

5.1 概要

実地盤においてオールケーシング工法で用いる回転式掘削機に本装置を搭載し、掘削時の施工データ（掘削トルク値、積算トルク値、上載荷重、掘削深度）を自動記録するとともに、場所打ち杭施工管理システムソフトにより、土質柱状図のN値データと掘削時に得られる積算トルク値を対比することで支持層への到達判断が可能であるかを確認する。実証試験は地盤条件が異なる2現場で実施した。

5.2 実証試験その1

一例目の実証試験は、一般社団法人日本基礎建設協会に所属する企業の実験場で実施した。また、本装置が実地盤で適用するのが初めてであることを踏まえて、まずは支持層判断が容易な地盤条件においても土質柱状図のN値データと掘削時に得られる積算トルク値を対比することで支持層への到達判断が可能であるかを確認するため、地盤を予め掘削し、掘削した土を掘削孔に埋戻すことで、軟弱な地層を模擬した地盤を製作し、実証試験を行った。

当該地盤の土質柱状図を図-5に示す。ボーリング孔口標高から1.5m以深よりN値50を大きく超える風化岩が出現し、15mまで深度方向に安定して連続することが確認され、N値（当該地盤では換算N値）が深度方向に漸増し、風化の程度のみが異なる地盤構成である。前述の理由により、7mまでを埋戻しによる軟弱層とし、7m以深から風化岩の支持層が発現するようにし、10mまで掘削を行った。なお、杭径は1500mm、ケーシング接続全長は13.5mである。また、掘削予定深度10m付近の杭先端位置での換算N値は250~450（60/7~60/4）であり、良好な支持層と考えられる。

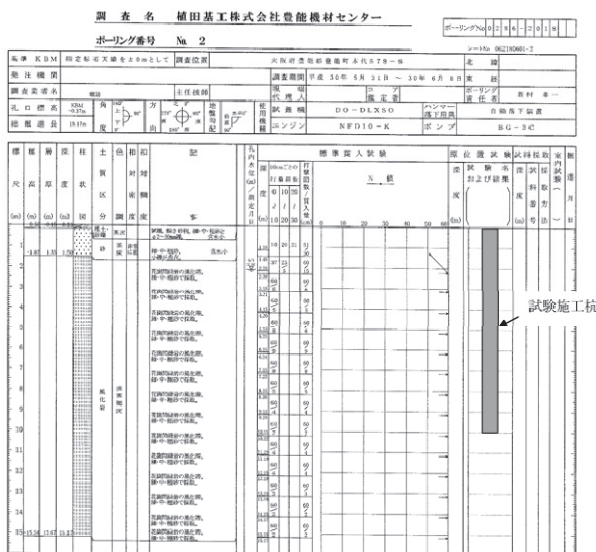


図-5 土質柱状図（実証試験その1）

実証試験での本装置のシステムメイン画面を図-6に示す。実地盤においても掘削時の施工データ（掘削トルク値、積算トルク値、上載荷重、掘削深度）を本装置を用いることで問題なく自動記録し、リアルタイムでグラフ化することができた。7m付近の地層境界から掘削トルク値及び積算トルク値が急激に上昇したことが確認され、事前に入力した土質柱状図のN値データと掘削時に得られる積算トルク値を対比することで7m以深から風化岩の支持層への到達判断がリアルタイムに可能であった。なお、掘削機のオペレーターの技量による積算トルク値の不確かさが懸念されていたが、掘削機による多大な押込み力を発生させずに、上載荷重が概ね一定の条件で施工されたことが確認できる。さらに、ケーシング深度グラフから、支持層に到達したのちに掘削速度が遅くなっているものの、支持層区間ではほぼ一定の速度で掘削され、支持層が硬いためにケーシングを複数回上下動したことも反映できた。

5.3 実証試験その2

二例目の実証試験は、東北地方整備局能代河川国道事務所が発注した白沢地区下部工工事 A2 橋台基礎の本杭12本のうち3本で実施した。2本は掘削開始からコンクリート打設までの施工データを記録することとし、1本は掘削完了までの施工データを記録することとした。

当該地盤の土質柱状図を図-7に、掘削時に採取した土砂を写真-1に示す。ボーリング孔口標高から6m付近まで緩い砂礫とシルト混じり砂礫が存在し、6m以深

からは同一の砂礫層が連続する地盤構成である。8m以深からN値が深度方向に漸増し始め、10m以深が支持層と判断される。なお、当該工事の設計では杭先端位置を12.5mに設定されていた。写真-1に示すように視覚や触覚といったこれまでの定性的な支持層確認方法では支持層の到達判断が難しく、本装置を用いることで支持層の到達判断が可能であるかを検証するには絶好の地盤といえる。

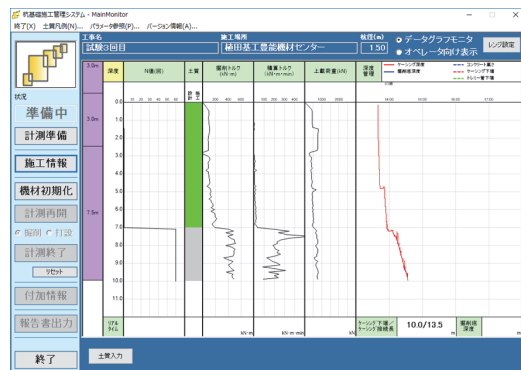


図-6 システムメイン画面（実証試験その1）

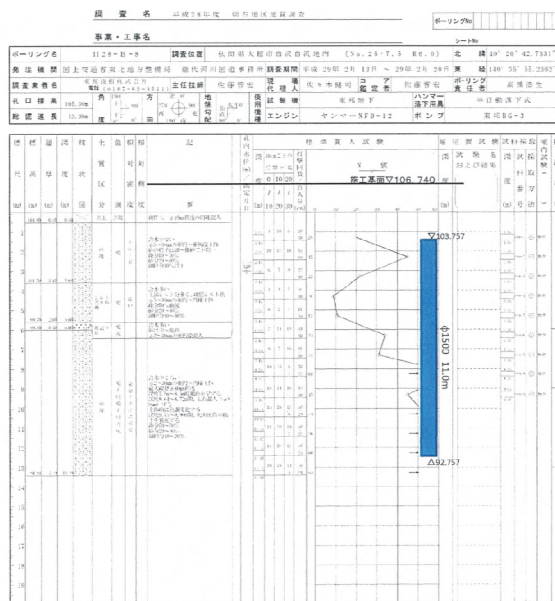


図-7 土質柱状図（実証試験その2）



写真-1 掘削時に採取した土砂（数字：採取深度(m)）

実証試験のうちコンクリート打設までの施工データを記録した1本のシステムメイン画面を図-8に示す。検証した杭3本の掘削時の施工データ(掘削トルク値、積算トルク値、上載荷重、掘削深度)を本装置を用いることで問題なく自動記録し、リアルタイムでグラフ化することができた。また、掘削完了後のコンクリート打設時の施工データについては、ケーシング引抜き時の挙動(ケーシング下端位置)がリアルタイムで表記されており、事後に入力したコンクリート打設高さ、トレミー管下端位置も反映されることが確認できた。なお、現場の施工条件より掘削機が土質柱状図のボーリング孔口標高よりも2m高い位置から掘削を開始したため、図中のシステムメイン画面の深度は土質柱状図の深度との間で+2mの差が生じている。すなわち、当該地盤の支持層とみられる10m位置はシステムメイン画面の深度では12mに対応することとなる。8m付近の地層境界(土質柱状図では6m付近)から掘削トルク値及び積算トルク値が上昇し始めることが確認され、支持層と想定される12m(土質柱状図では10m)付近から、さらに掘削トルク値及び積算トルク値が大きく変化した。事前に入力した土質柱状図のN値データと掘削時に得られる積算トルク値を対比することで想定される12m(土質柱状図では10m)の支持層への到達判断がリアルタイムに可能であった。掘削機のオペレーターの技量による積算トルク値の不確実性については、複数本で検証したものの掘削機による多大な押込み力を発生させずに、上載荷重がばらつきの影響はあるものの概ね一定の条件で施工されていた。さらに、ケーシング深度グラフから、支持層に到達したのちに掘削速度が遅くなっているものの、支持層区間ではほぼ一定の速度で掘削され、支持層が硬いためにケーシングを複数回上下動したことも反映できた。

図-9に本装置から出力される施工記録を示す。本装置から出力される施工記録であっても一般的な施工記録と同様に記載すべき項目は網羅されており、適切に施工されたかどうかを検証することができる。今後は施工報告書作成の省力化の面からも本装置から出力される施工記録を施工報告書としても活用されることが期待される。

5. 4 実証試験結果の考察

地盤条件が異なる2現場において本装置を用いた実証試験を行い、得られた知見を以下に示す。

1) これまでは掘削機のコントローラーに表示される施工データをマニュアル(人力)で記録していたが、本

装置を用いることで掘削時の施工データを自動記録しながらグラフ化でき、事前に入力した土質柱状図のN値データと掘削時に得られる積算トルク値を対比することで支持層への到達判断がリアルタイムで可能であった。

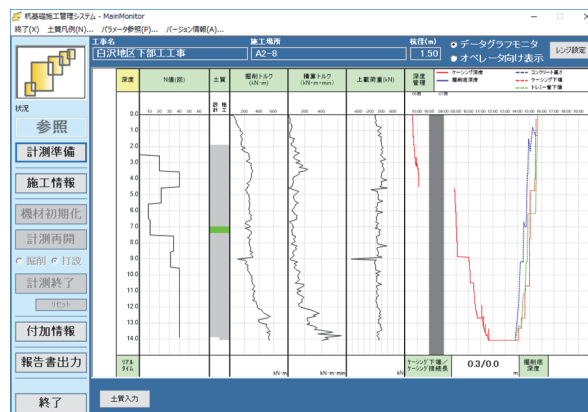


図-8 システムメイン画面(実証試験その2)

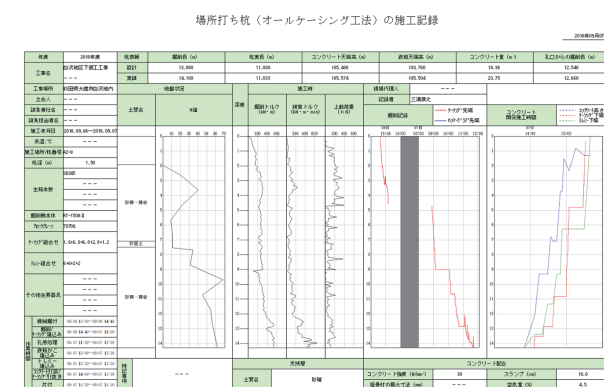


図-9 施工記録

2) 掘削機のオペレーターの技量に左右され、積算トルク値の不確実性が懸念されていたが、支持層付近での積算トルク値の変化状況が重要となる区間では、本装置を用いて多大な押込み力を発生させないように概ね一定の上載荷重を保ちながら掘削することで、支持層の硬さを定量的に把握できた。

3) 本装置から出力される施工記録を活用することで、施工報告書の作成が省力化できると考えられる。

6. まとめ

オールケーシング工法を対象とした杭1本毎の施工データを自動記録できる汎用性の高い施工管理装置を開発し、その装置を用いて実現場にて施工性試験を行い、支持層の確認方法としての適用性を検証した。本研究で得られた主な知見と今後の課題は以下の通りで

ある。

1) これまでの定性的な支持層確認方法では支持層の到達判断が困難な地盤であっても、本装置を用いることにより、掘削機のオペレーターの技量に左右されることもなく、支持層の到達判断を定量的に行うことができる。今後は、試験杭及び本杭施工時の支持層到達の指標の確立に活用されることが望まれる。

2) 本装置を用いることで、施工データの取得及び整理作業や施工報告書の作成等が省力化でき、施工現場の生産性向上につながるものと期待される。今後はデータ保存やバックアップ等の面から、無線化等の ICT 技術により施工データの情報共有や管理されることが望まれる。

なお、本研究において開発した施工管理装置については、令和元年末頃に（一社）日本基礎建設協会により改訂予定の「場所打ちコンクリート杭 施工指針・同解説 オールケーシング工法（土木）」にて掲載される予定であり、今後の普及の一助となると考えられる。

参考文献

- 1) 国土交通省中部地方整備局紀勢国道事務所：紀勢線赤羽川橋 橋台の変状について～第二報～、3p.、2013
- 2) 国土交通省：基礎ぐい工事問題に関する対策委員会 中間とりまとめ報告書、41p.、2015.12
- 3) (公社) 日本道路協会：杭基礎施工便覧、371p.、2015.3
- 4) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編、pp.226、2017.11
- 5) 七澤利明、眞弓英大、河野哲也、坂本裕司、田辺晶規、河村淳、宮原清、今野貴元：橋梁基礎形式の選定手法調査、土木研究所資料第 4339 号、pp.5、2016.10
- 6) (一社) 日本基礎建設協会：場所打ちコンクリート杭 施工指針・同解説 オールケーシング工法（土木）、56p.、2015.2

7.1 最重要路線等において高耐久性等を発揮する構造物の設計、構造・材料等を開発・評価

7.1.3 新設橋の品質・信頼性向上方法の構築に関する研究（コンクリート橋）

担当チーム：構造物メンテナンス研究センター

研究担当者：石田雅博、大島義信、野田翼

【要旨】

塩害環境下にある橋梁の鋼材腐食に起因する損傷については、既往の研究により劣化予測手法が提案されているが、構造物高さ方向の表面塩化物イオン濃度の違いが考慮されていないほか、構造物の壁面の向いている方角や風向が考慮されておらず、その影響度合いも不明確である。本研究では、コンクリート構造物の塩害劣化防止のため、設計におけるかぶり設定に対して、より妥当な塩分浸透モデルを構築することを目的としており、今年度は、塩害環境下にある実橋梁における飛来塩分量の実態把握を主な目的として、特に風向や風速に着目して塩分調査を行い、整理・分析し結果を取りまとめた。

キーワード：塩害、飛来塩分、表面塩化物イオン濃度、風向、風速

1. はじめに

塩害環境下にあるコンクリート橋梁における、塩害による内部鋼材腐食に起因する損傷については、既往の研究により劣化予測手法が提案されており、コンクリート内の塩化物イオン濃度予測式における主要なパラメータとして、コンクリート表面塩化物イオン濃度 C_0 、塩化物イオン拡散係数の特性値 D_k が挙げられる¹⁾、²⁾。塩害という劣化現象における作用側が C_0 、抵抗側が D_k といえる。既往の研究では、長期的な塩化物イオン濃度の予測においては、作用側である C_0 の影響度が比較的大きいことが分かっている³⁾。従って、飛来塩分量の詳細な把握が、合理的なかぶりの設定に不可欠である。しかしながら、現在の予測手法では、海洋環境下における構造物高さ方向の表面塩化物イオン濃度の違いが考慮されていないほか、構造物の壁面の向いている方角や風向が考慮されておらず、その影響度合いも不明確である。

一方で、コンクリートの表層品質を向上させることで、コンクリート表面からの塩分浸透の抵抗性を高め、内部鋼材の腐食に対する耐久性を向上させることができる。しかし、現在の設計においては、飛来塩分量のばらつきが大きく、また塩分浸透に対する予測モデルにもいくつかの仮定が含まれていることから、コンクリートの物質浸透抵抗性の差異がかぶりの設定において有意な差として表れにくい。しかし、少なくともコンクリートの品質改善によって確実に耐久性が向上することから、このような品質による違いが的確に反映

できる塩分浸透の予測方法や想定しうる塩化物イオン量の最大値を定めることが求められている。

そこで、本研究では、海洋環境下にある橋梁を対象に、構造物の高さ方向や方角に着目して、作用側であるコンクリート表面に付着する飛来塩分量を把握することを主目的とし、くわえて、抵抗側のコンクリート内塩分浸透量等も調査した。

2. 調査方法

2.1 概要

土木研究所は平成 21 年度より、沖縄県の塩害環境下の橋梁を 100 年以上にわたって供用するための維持管理手法を確立することを目的に、沖縄県が管理する離島架橋を中心に調査研究を行っている。このうち、



図-1 伊良部大橋位置図

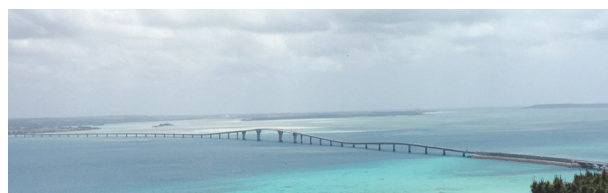


図-2 伊良部大橋全景写真

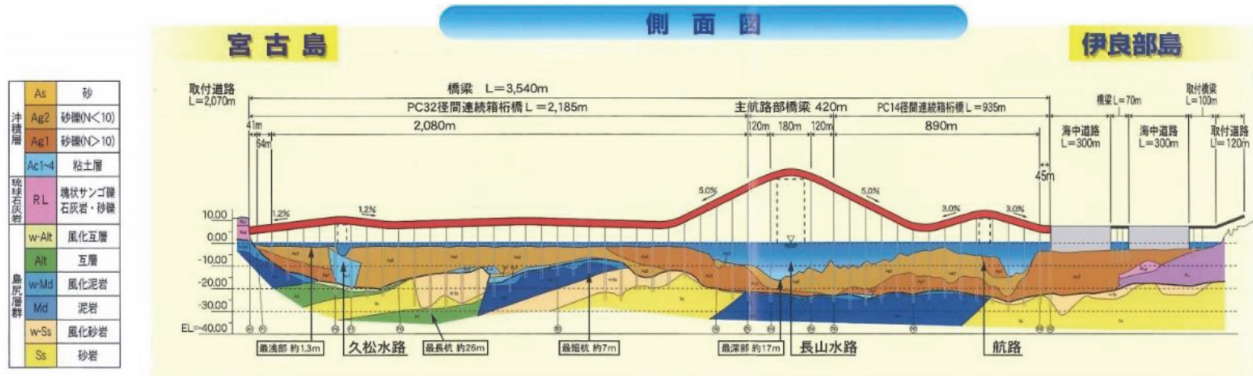


図-3 伊良部大橋縦断面図

表-1 伊良部大橋諸元

橋梁名	伊良部大橋
橋長	本橋部 3540m
上部工形式	PC 連続箱桁橋 (本線部一般部) 鋼床版箱桁橋 (主航路部)
下部工形式	RC 壁式橋脚、逆 T 式橋台
竣工年	平成 27 (2015) 年
下部工竣工年	P21 橋脚: 平成 22 (2010) 年 5 月 P41 橋脚: 平成 23 (2011) 年 11 月

表-2 伊良部大橋橋脚コンクリート配合表

W	(s+F2) /a	単位量 (kg/m ³)							AE 減水剤 (高機能)	AE 補助剤	
		水	セメント	フライアッシュ		細骨材		粗骨材			
				内割	外割	海砂	砕砂	4020			2005
W	C	F1	F2	S1	S2	G1	G2	(C+F1)%	(C+F1)%		
49.5	38.6	156	250	65	25	399	273	458	687	0.5	0.003

伊良部大橋では建設当初より継続的な調査が行われており⁴⁾、過去の調査データが豊富なことから、本研究では同橋を対象に構造物の高さ方向や方角に着目して塩分量調査を実施することとした。伊良部大橋の位置図を図-1 に、橋梁全景写真を図-2 に示す。

2. 2 調査対象詳細

伊良部大橋の橋梁諸元を表-1 に、縦断面図を図-3 に、橋脚に使用されたコンクリートの配合を表-2 に示す。本橋の P21 橋脚および P41 橋脚では、経年的な材料物性値の変化をモニタリングすることを目的として、懸念なく将来コア採取ができるよう、構造上必要なかぶり厚に対してさらに 120mm 増して設計、施工されていることから、本研究においては P21 橋脚を調査の対象とした。なお、表-2 に示す通り、本橋に使用されたコンクリートにはフライアッシュが用いられている。これは、塩害に対する耐久性向上、および ASR の抑制を目的としたものである。

2. 3 調査項目・調査箇所

今年度を実施した調査項目を表-3 に、調査箇所および薄板小型モルタル試験体設置状況写真を図-4 に示す。調査項目は、飛来塩分量、コンクリート内の塩分量、中性化深さ、透気係数である。

表-3 調査項目

調査項目	調査方法・調査部位
飛来塩分量	・薄板小型モルタル試験体の対象構造物への貼付・回収、JIS A 1154「硬化コンクリート中に含まれる塩化物イオンの試験方法」に準拠し分析
コンクリート内の塩分量	・ドリル法、JIS A 1154「硬化コンクリート中に含まれる塩化物イオンの試験方法」に準拠し分析 ・コア採取、EPMA 分析
中性化深さ	・コア採取、フェノールフタレイン法 ・コア採取、EPMA 分析
透気係数	・トレント法

3. 調査結果

3. 1 作用側調査結果(飛来塩分量)

薄板小型モルタル試験体による橋脚における飛来塩分量調査結果を図-5 に示す。同調査は、風向および海面からの高さの違いによる飛来塩分量を把握することを目的として、約 3 か月ごとに試験体の回収・設置を行ったものである。なお、一部の試験体において、悪天候の影響により回収作業を実施できず、約半年間にわたり飛来塩分量を記録した箇所も参考までに掲載する。図-5 に示す通り、全体的に大きな飛来塩分量が観測されており、最も大きい飛来塩分量を記録した箇所は、第 3 四半期の南面 HWL+1.0m で 28.9kg/m³ であり、次いで第 3 四半期の西面 HWL+1.0m で 24.9kg/m³ であった。HWL+1.0m より高い調査箇所限定すると、第 2 四

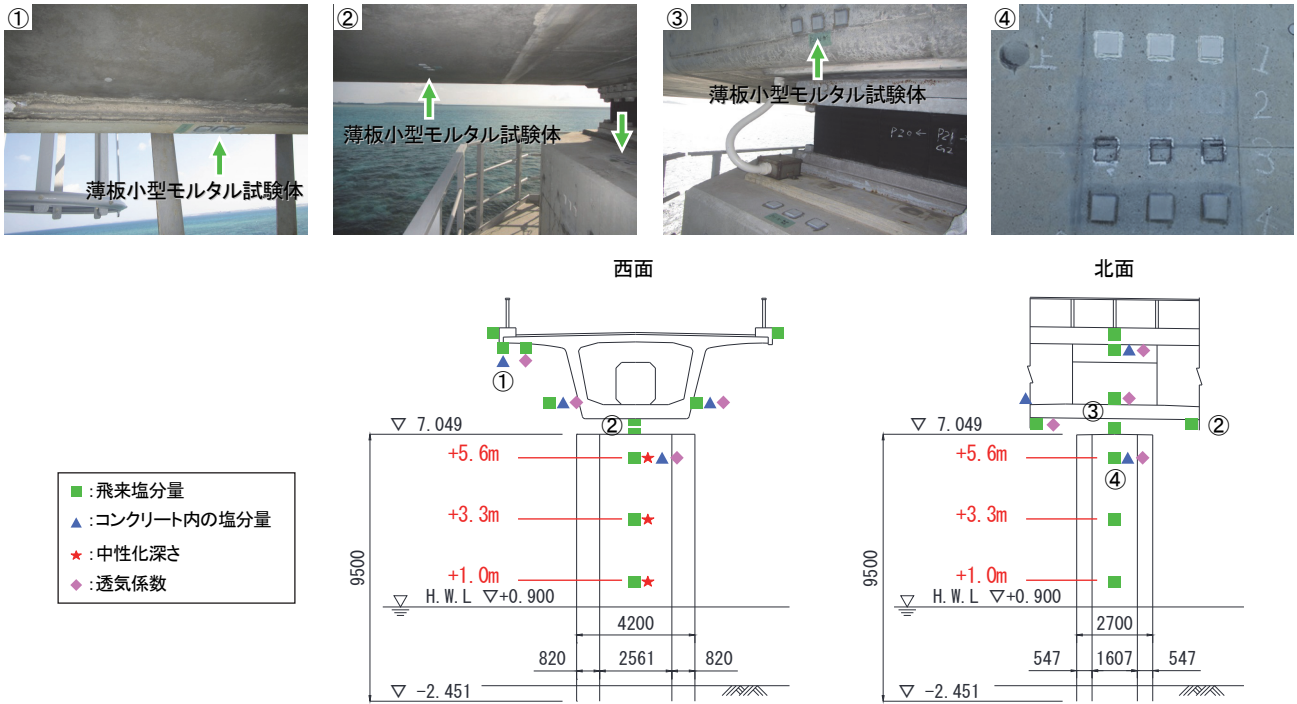


図-4 調査箇所位置図・薄板小型モルタル試験体設置状況写真

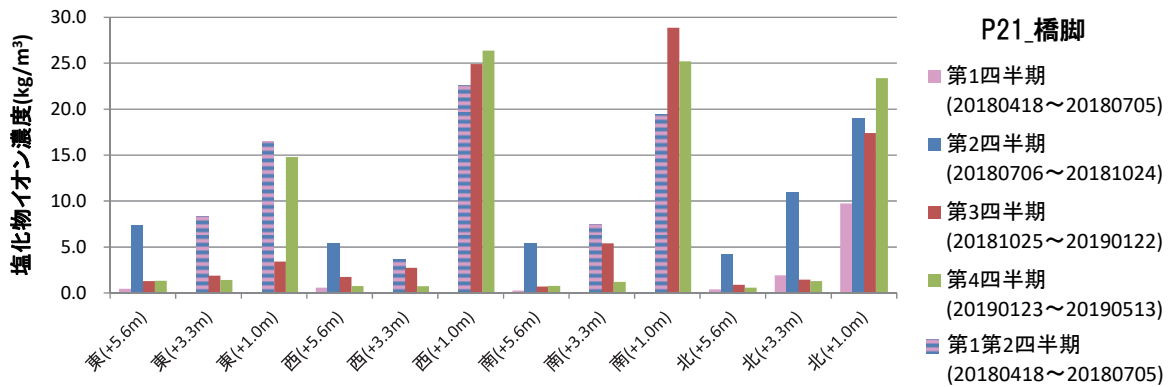
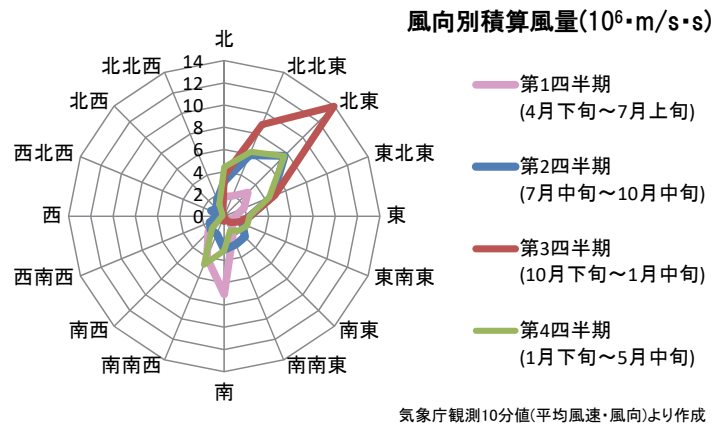


図-5 飛来塩分量調査結果(橋脚)

半期の北面 HWL+3.3m で 10.9kg/m³ であり、次いで第 2 四半期の東面 HWL+5.6m で 7.4kg/m³ であった。

ここで、宮古島における風向別積算風量を図-6 に示す。同図は、気象庁観測の平均風速・風向 10 分値を基にし、10 分間の平均風速 (m/s) に 600 (s) を乗じた値を風向別に積算したものである。図-6 によると、第 3 四半期の最多積算風量は北東であり、当該期間に大きい飛来塩分量を記録した南面や西面と合致しない。これは、当該箇所が HWL+1.0m と海面近く、直接波飛沫を受けた可能性を示す。

一方、第 2 四半期の最多積算風量は北東



気象庁観測10分値(平均風速・風向)より作成

図-6 風向別積算風量

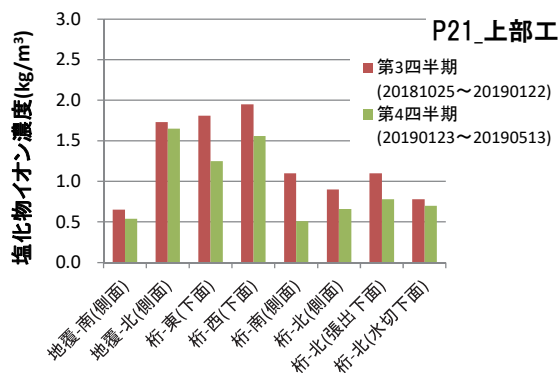


図-7 飛来塩分量調査結果(上部工)

であり、HWL+1.0m より高い調査箇所限定した場合に、当該期間に大きい飛来塩分量を記録した北面や東面と合致する。しかしながら、第3 四半期や第4 四半期では、最多積算風量は北東であるものの、HWL+1.0m より高い調査箇所でも北面や東面の飛来塩分量が相対的に大きいということはない。本研究においては、風向と飛来塩分量に明確な相関関係はないといえる。

薄板小型モルタル試験体による上部工における第3 四半期の飛来塩分量調査結果を図-7 に示す。また、当該期間の最多風量は、前述の通り北東であり、地覆北面で1.7kg/m³と上部工のうちでは比較的大きい塩分量を記録したほか、桁下面においても1.8kg/m³以上の塩分量を記録している。これは、桁下面では風向に関係なく風を受け続けるためであると考えられる。

海面からの高さごとの飛来塩分量を図-8 に示す。なお、同図は構造物の側面を対象とし、上部工の結果としては、桁側面・地覆側面の調査結果を用いている。図-8 に示す通り、海面から離れるほど飛来塩分量は小さくなっており、飛来塩分量と海面からの高さには相関関係が認められる。なお、直接波飛沫を受けた可能性の高い HWL+1.0m 調査箇所の塩分量は際立って高い結果となっている。

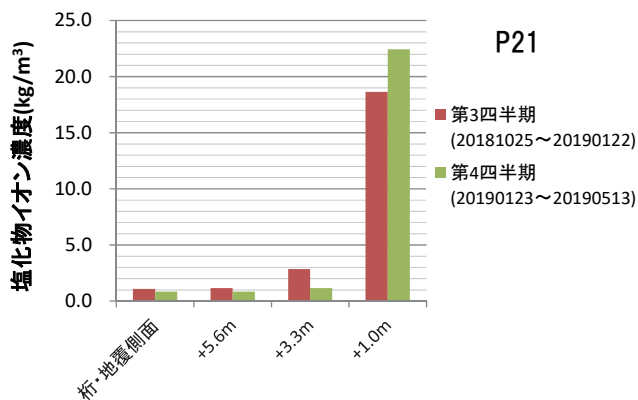
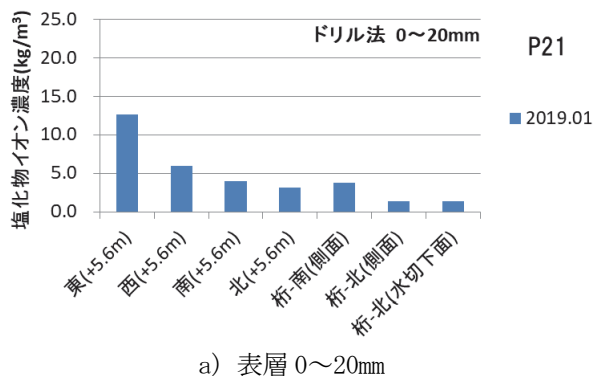


図-8 高さ別飛来塩分量

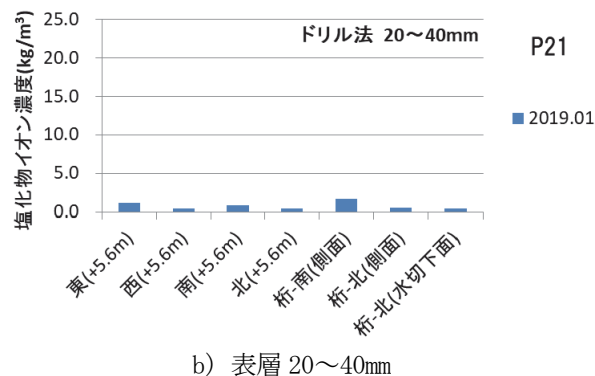
3. 2 抵抗側調査結果(コンクリート内塩分量等)

抵抗側の試験結果として、ドリル法によるコンクリート内の塩分量調査結果を図-9 に、採取コアによる EPMA 分析結果(炭素、塩素、ナトリウム)を図-10 に示す。図-9 によると東面が最も塩分が浸透しており、これは、気象庁による過去の最多風向と一致する。しかしながら、表面付近(0~20mm)において、東面の次に塩分量が多い面は西面であり、気象庁によると西風の頻度は少なく、塩分浸透量と風向に明確な相関は認められない。また、図-9 によると、中性化による濃縮現象は本試験においては確認できなかった。

ここで、コンクリート内の中性化進行状況や塩分浸透状況を把握するために実施した EPMA 分析の結果を図-10 に示す。中性化は大気中の炭酸ガスが浸透する現象で、炭酸ガスの主成分は炭素であるため、EPMA の炭素のマッピングによって中性化の進行状況を捉えることができる。図-10 a) に示す炭素のマッピング画像上方、表面側から黄緑色に表示されている部分が、炭素の濃度が高い領域であり、中性化が進行している領域といえる。中性化深さは、表面からおおよそ 3mm 程度の深さにあり、コンクリートのごく表面付近に限られている。これは、表層から 20mm 刻みで採取したドリル



a) 表層 0~20mm



b) 表層 20~40mm

図-9 コンクリート内の塩分量調査結果

削孔粉による試験(図-9)では、中性化による濃縮現象が確認できなかったことと一致する。

図-10 b)に示す塩素は、表層3~15mm程度まで、高い濃度値を示しており、図-9に示すドリル法による塩分量調査結果と一致する。なお、図-10 b)において、表面から約15mm程度以深は濃度が低く、内在塩分の存在は認められない。すなわち、塩素は、全て外部から侵入したものと判断できる。また、コンクリート表面の塩素の濃度が低く、表層3mm以降が高濃度となっていることから、コンクリートのごく表面で中性化による濃縮現象が生じていることが分かる。

図-10 c)に示すナトリウムは、表面からおおよそ3mm程度の深さまで比較的高濃度の層が存在する。ナトリウムは、コンクリートの中性化に伴い、塩素とは逆に、中性化領域に濃縮移動する。したがって、これは中性化領域がコンクリート表面3mm程度であることを裏付けるものである。

また、過去に実施した試験結果をもとに、コンクリート内の塩分量の経時変化を図-11に、現状のコンクリート内の塩分量調査結果とフィックの拡散式に基づく当初予測値の比較を図-12に示す。図-11によると、全体として塩化物イオン濃度の上昇が見て取れる。一

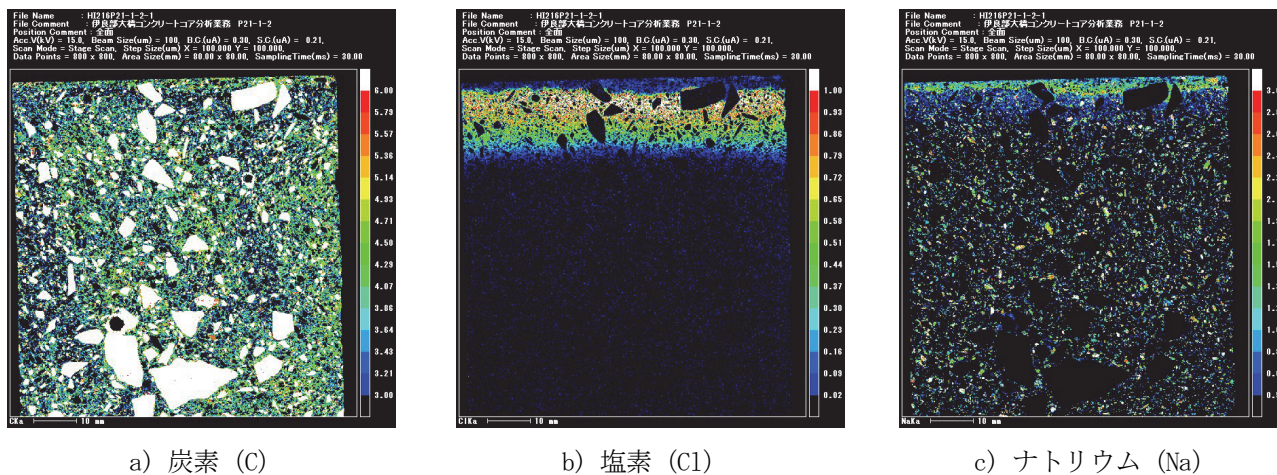


図-10 EPMA 調査結果 (wt%表示)

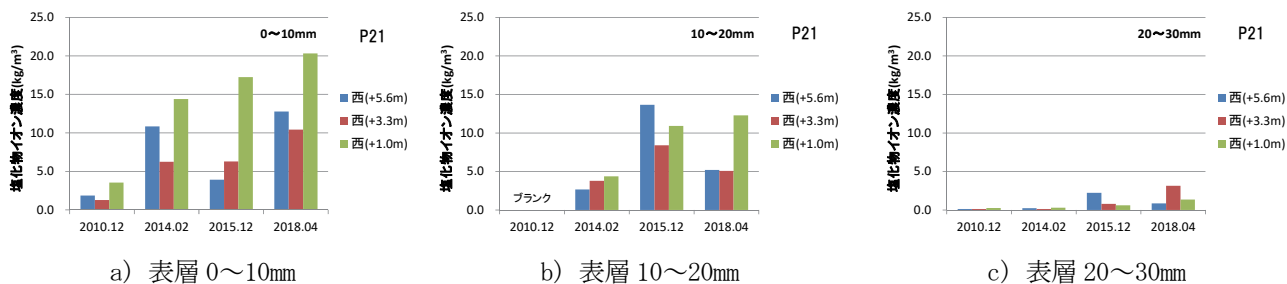


図-11 コンクリート内の塩分量調査結果

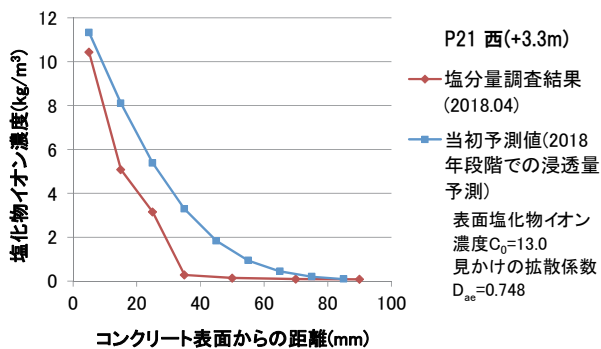


図-12 塩分量調査結果と予測値の比較

方で、初期のころの塩化物イオン濃度上昇量に比べて、最近の塩化物イオン濃度上昇量が若干緩やかになっている。これは、本橋梁に使用されているフライアッシュによる緻密性向上が一因として挙げられる。また、図-12によると、現状のコンクリート内塩化物イオン濃度は、当初予測値よりも小さい値となっている。これは、打設されたコンクリートの表層品質が想定を上回った可能性や、表面塩化物イオン濃度 C_0 や見かけの拡散係数 D_{ae} の設定に関する不確実性などによるものと考えられる。

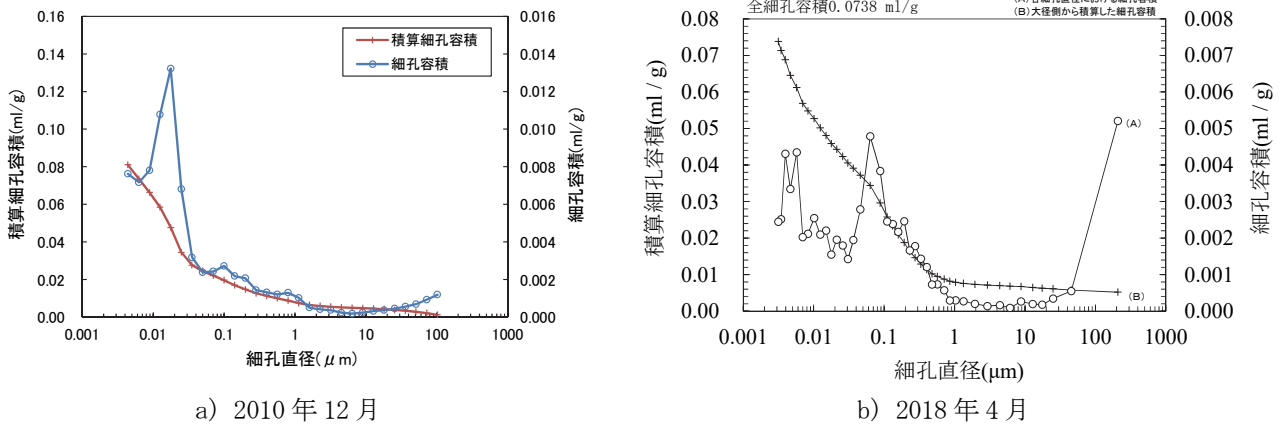


図-13 細孔径分布測定結果

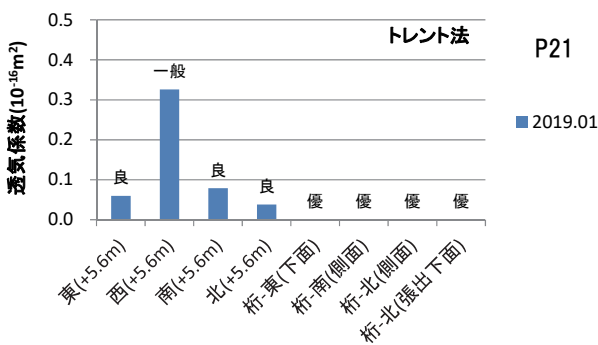


図-14 透気試験結果

参考までに、水銀圧入式ポロシメーターによる細孔径分布の経時変化を図-13 に示す。また、トレント法による透気試験結果を図-14 に示す。図-13 によると、細孔容積は、2018 年は 2010 年時のおよそ半分の分布となっており、緻密化していることが分かる。また、図-14 によるとコンクリートの透気係数は $0.06 \times 10^{-16} \text{m}^2$ で「良」の判定であり W/B 約 50% のコンクリートとしては、良好な表層品質であると言える。

4. まとめ

本研究では、より妥当な塩分浸透モデルの構築を見据え、塩害環境下にある実橋梁における飛来塩分量の実態把握を主な目的として、特に風向や風速に着目して塩分調査を行い、整理・分析し結果を取りまとめた。その結果、調査構造物に付着する飛来塩分量やコンク

リート内への塩分の浸透量と、風向別積算風量には明確な相関は認められなかった。一方、構造物に付着する飛来塩分量と海面からの高さには相関が認められることが分かった。

塩分の浸透が当初予測より緩やかであることについては様々な要因が考えられるため、今後整理を行っていく所存である。また、今後も実橋梁における実態把握調査を継続し、塩害における耐久性設計の確立に向けて検討を行っていく予定である。

参考文献

- 1) 土木学会：2017 年制定 コンクリート標準示方書〔設計編〕、pp.156- 164、2017
- 2) 井口重信、松田芳範：フライアッシュを混和材に用いたコンクリートの塩分浸透予測式に関する実験的検討、セメント・コンクリート論文集、Vol. 70、pp.428-434、2016
- 3) 渡辺遼、大島義信、山口岳思、石田雅博：実橋調査との比較による塩分浸透予測の前提条件に関する一考察、コンクリート構造物の補修、補強、アップグレード論文報告集、pp.773- 778、2018
- 4) 土木研究所資料 第 4235 号：海洋環境下に建設されたコンクリート橋脚の初期物性値－伊良部大橋 P21 橋脚－、pp.1- 20、2012.8

7.1 最重要路線等において高耐久性等を発揮する構造物の設計、構造・材料等を開発

7.1.4 新設橋の品質・信頼性向上方法の構築に関する研究（コンクリート材料）

担当チーム：材料資源研究グループ

研究担当者：古賀裕久、中村英佑、加藤祐哉、
櫻庭浩樹

【要旨】

本研究では、過酷な塩害環境で供用される新設プレストレストコンクリート橋の高耐久化に向けて、混和材の使用などによるコンクリートの遮塩性能の向上効果を検証し、遮塩性能の評価技術や耐久設計法を確立することを目的としている。平成30年度の検討では、プレキャスト工場と実験室で製作した様々なコンクリート試験体を対象として、非破壊試験を活用した遮塩性能の評価方法について検討した。この結果、電気抵抗率試験によって混和材を用いた緻密なコンクリートの遮塩性能を評価できること、電気抵抗率試験による遮塩性能評価は使用材料や配合条件が異なる様々なコンクリートに適用可能であることなどを明らかにした。

キーワード：新設橋、高耐久化、遮塩性能、混和材、電気抵抗率試験

1. はじめに

コンクリート構造物には種々の劣化メカニズムが知られているが、その中でも特に深刻な性能低下につながるものとして、塩分による鋼材腐食（塩害）がある。これに対し、過酷な塩害環境で供用されるコンクリート構造物の高耐久化を実現するための方法の一つとして、結合材の一部に高炉スラグ微粉末やフライアッシュ等の混和材を用いるなどして、かぶりコンクリートの塩分浸透抵抗性を高める方法がある。

橋梁下部構造では、すでに高炉セメントB種の使用が一般的になるなど、混和材を活用したコンクリートが普及している。これに対し、プレストレストコンクリートを用いる橋梁上部構造では、混和材の活用は必ずしも一般的ではない。

土木研究所では、前中長期の研究で、早強セメントの一部を高炉スラグ微粉末あるいはフライアッシュで置換した現場打ちプレストレストコンクリート用の配合を検討した。その結果、実験室での検討では、早強セメント単味の場合とほぼ同等の強度発現、クリープ・乾燥収縮などの特性を示し、塩分浸透抵抗性については、早強セメント単味の場合よりも優れることを示した。

本研究では、生産性向上の観点等から今後活用の拡大が期待されるプレキャストプレストレストコンクリート部材を想定し、検討を行っている。

プレキャストプレストレストコンクリート部材は、現場打ちの場合と異なり、納入時に非破壊試験等を活用す

ることでその高い耐久性を証明することが可能であり、耐久性に関する信頼性を高めることができると期待される。一方で、プレキャストプレストレストコンクリート部材は、蒸気養生を行って養生を促進することが一般的であり、その耐久性への影響については必ずしも明確でない点がある。

以上の背景から、本研究では、新設プレストレストコンクリート橋の高耐久化の実現に向けて、かぶりコンクリートの遮塩性能の向上効果を検証できる評価技術や、高耐久なコンクリート等を用いた場合の耐久設計法を確立することを目的とした検討を行っている。

2. 本研究の検討内容

本研究では、新設プレストレストコンクリート橋への適用を想定し、混和材等を用いたコンクリートの高耐久性の実証、および出来上がりコンクリートでこれの評価する方法等の検討を行っている。

平成28年度の検討¹⁾では、結合材あるいは細骨材として高炉スラグやフライアッシュを用い、遮塩性を高めたコンクリートを製作した。従来から採用されている浸せき試験では、その評価にきわめて長期間を要するが、電気化学的計測手法である非定常・電気泳動試験²⁾や電気抵抗率試験³⁾を活用することによって実用的な試験期間で遮塩性能を迅速かつ適切に評価できることなどを明らかにした。

平成29年度の検討⁴⁾⁵⁾では、暴露試験や浸せき試験の

表-1 プレキャスト工場でのコンクリートの配合と基礎物性

No.	セメント種類	水結合材比 (%)	単位量(kg/m ³)					スランプ (cm)	空気量 (%)	圧縮強度 (N/mm ²)
			水	セメント	高炉スラグ微粉末 6000	細骨材	粗骨材			
H	早強	36	152	422	—	753	1024	13.0	3.4	74.8
B	早強	33	150	227	227 (50%)	766	972	11.0	4.0	75.1

※圧縮強度は標準養生を行った円柱(φ100×200 mm)での材齢 28 日の測定結果である。

表-2 実験室でのコンクリートの配合と基礎物性

No.	セメント種類	水結合材比 (%)	単位量(kg/m ³)						スランプ (cm)	空気量 (%)	圧縮強度 (N/mm ²)
			水	セメント	高炉スラグ微粉末 4000	フライアッシュⅡ種	細骨材	粗骨材			
N	普通	50	165	330	—	—	827	968	13.5	5.5	43.9
BB	普通	50	165	165	165 (50%)	—	815	968	12.5	5.7	33.9
FB	普通	50	165	264	—	66 (20%)	807	968	12.5	4.0	38.2

※圧縮強度は標準養生を行った円柱(φ100×200 mm)での材齢 28 日の測定結果である。

表-3 プレキャスト工場での試験体の養生方法

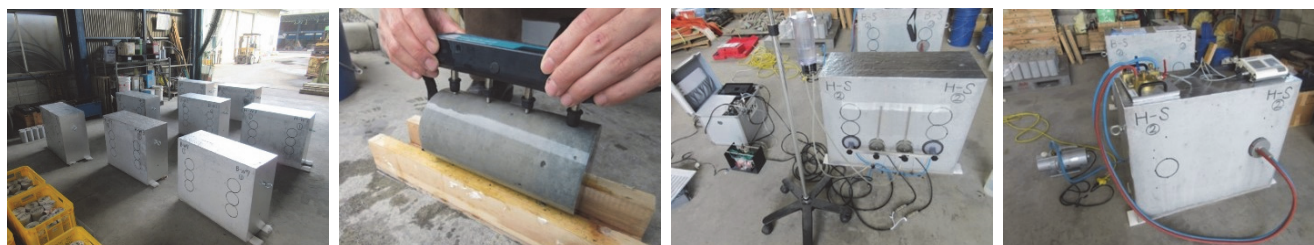
No.	養生方法
S	蒸気養生後、材齢 1 日に脱型し、気中養生を実施
W3	蒸気養生後、材齢 1 日に脱型し、材齢 3 日まで水中養生を行い、気中養生を実施
W7	蒸気養生後、材齢 1 日に脱型し、材齢 7 日まで水中養生を行い、気中養生を実施
W14	蒸気養生後、材齢 1 日に脱型し、材齢 14 日まで水中養生を行い、気中養生を実施

※蒸気養生：注水から約 4 時間の前養生を行い、45℃まで 2 時間で昇温し、45℃で 5 時間保持した後、自然冷却

表-4 実験室での試験体の養生方法

No.	養生方法
D	材齢 2 日に脱型し、気中養生を実施
W7	材齢 2 日に脱型し、材齢 7 日まで水中養生を行い、気中養生を実施
W28	材齢 2 日に脱型し、材齢 28 日まで水中養生を行い、気中養生を実施

※コンクリート打込み、脱型、養生：20℃の実験室で実施



(A)試験体

(B)電気抵抗率試験

(C)表面吸水試験

(D)表層透気試験

図-1 試験体と非破壊試験の状況

結果から高炉スラグ微粉末やフライアッシュを用い、水結合材比をプレキャストプレストレストコンクリート相当に低減したコンクリートでは、その高い遮塩性能のために塩化物イオンの浸透が停止することなどを明らかにした。また、高い耐久性の実現を実証するため、実際のプレキャスト工場で試験体を製作した。

これらのことを踏まえて、平成 30 年度の検討では、プレキャスト工場と実験室で製作したコンクリートの試験体の促進劣化試験を継続するとともに、各種非破壊試験（電気抵抗率、表面吸水、表層透気）を行って、特に遮塩性が高いコンクリートの評価方法を検討した。また、

非破壊試験の中でも、出来上がったプレキャスト製品での測定への適用が期待できる電気抵抗率試験について、使用材料や配合条件が異なるコンクリートを対象とした試験を行って適用性を検証した。

3. 工場製作コンクリートを用いた遮塩性能評価法の適用性の検討

高炉スラグ微粉末を用いたコンクリートの高耐久性を実証するためプレキャスト工場で製作した試験体に対して各種非破壊試験を行い、その品質を確認するとともに、各種非破壊試験の適用性を確認することを目的とした検討を行った。

3. 1 実験方法

実験に用いたコンクリートの配合と基礎物性を表-1,2に示す。配合は、プレキャスト工場で製作した2種類のコンクリート(H、B)と実験室で製作した3種類のコンクリート(N、BB、FB)の計5種類である。

プレキャスト工場では、プレキャストプレストレストコンクリート部材を製造する場合と同一の配合とし、早強ポルトランドセメントのみを用いたコンクリート(H)に加えて、早強ポルトランドセメントの50%を高炉スラグ微粉末6000で置換したコンクリート(B)とした。水結合材比は、Hで36%、Bで33%である。

実験室では、普通ポルトランドセメントのみを用いたコンクリート(N)に加えて、普通ポルトランドセメントの50%を高炉スラグ微粉末4000で置換したコンクリート(BB)、20%をフライアッシュII種で置換したコンクリート(FB)とした。水結合材比は、いずれも50%である。

試験体の養生方法を表-3、4に示す。プレキャスト工場では、コンクリート打込み後に蒸気養生を行い、材齢3、7、14日まで後養生(水中養生)を行う場合、後養生を行わない場合の4種類の養生条件を用いた。実験室では、コンクリート打込み後の材齢2日に脱型し、材齢7、28日まで水中養生を行う場合、水中養生を行わない場合の3種類の養生条件とした。

試験体と非破壊試験の状況を図-1に示す。試験体の形状は壁状(プレキャスト工場では700×850×350mm、実験室では700×750×350mm)である。非破壊試験として、電気抵抗率試験³⁾、表面吸水試験⁶⁾、表層透気試験⁷⁾の3種類の試験を行った。電気抵抗率試験については、壁状試験体と同時に製作した3本の円柱(φ100×200mm)で試験を行い、3体の平均値を電気抵抗率とした。試験材齢については、水中養生を行わなかった円柱では脱型直後、水中養生を行った円柱では水中養生終了直後とした。一方、表面吸水試験と表層透気試験については、壁状試験体の両側の試験面(プレキャスト工場では700×850mm、実験室では700×750mm)で表面吸水速度と透気係数を測定した。試験材齢については、プレキャスト工場では材齢36日、実験室では材齢56日とした。

試験後の壁状試験体からコア(φ100×350mm)を採取して、塩水浸せき試験を行った。塩水浸せき試験では、濃度10%のNaCl水溶液に6週間浸せきした後、割裂して0.1mol/Lの硝酸銀溶液を噴霧して塩化物イオン浸透深さを測定した。

3. 2 実験結果

塩化物イオン浸透深さと非破壊試験の結果の関係を図

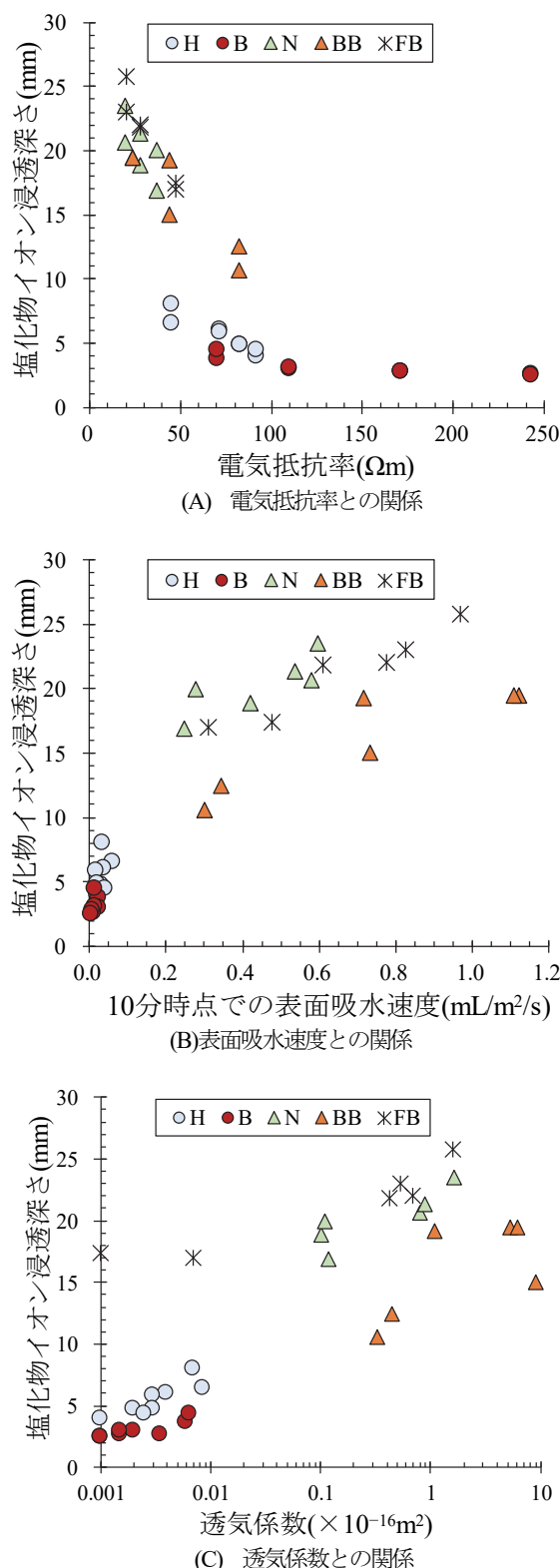


図-2 塩化物イオン浸透深さと非破壊試験結果の関係

-2に示す。全体の傾向としては、塩化物イオン浸透深さは、電気抵抗率が大きいほど、表面吸水速度と透気係数が小さいほど、小さくなった。次に、プレキャストプレストレストコンクリート部材を想定した配合であるHと

表-5 コンクリートの配合と基礎物性

No.	水結合材比 (%)	単用量(kg/m ³)				結合材の構成割合と種別				細骨材種別	スランプ (cm)	空気量 (%)
		水	結合材	細骨材	粗骨材	セメント	高炉スラグ微粉末	フライアッシュ	膨張材			
早強又は普通ポルトランドセメント単味の配合、高炉セメントB種を想定した配合												
H36	36	165	458	721	968	100%(H)	—	—	—	S	13.5	5.5
H36TH				718			—	—	TH	9.5	5.4	
H36CR				755			—	—	CR	12.5	3.8	
H36SL				721			—	—	S	20.0	5.0	
H36AI				—			—	—		12.5	6.4	
N50	50	—	330	828	100%(N)	—	—	—	S	13.5	5.1	
N65	65	—	254	889	—	—	—	—	—	10.5	5.6	
B45	50	—	182	816	55%(N)	45%(SG4)	—	—	—	11.0	5.8	
高炉スラグ微粉末6000を用いた配合												
B33	33	165	500	671	968	50%(H)	50%(SG6N)	—	—	S	12.0	4.0
B33TH							—	—	—	TH	6.0	3.8
B33CR							—	—	—	CR	16.5	3.0
B33SL							—	—	—	S	21.5	3.8
B33AI							—	—	—		12.5	2.5
B33DC						50%(SG6D)	—	—	—	11.0	3.6	
B33EX						48%(H)	48%(SG6N)	—	4%	16.5	4.0	
B33FA						50%(H)	40%(SG6N)	10%(CB)	—	10.5	4.8	
フライアッシュを用いた配合												
F33FN	33	165	500	661	968	80%(H)	—	20%(FN)	—	S	16.0	4.8
F33NS							—	20%(NS)	—		15.5	4.4
F33HK							—	20%(HK)	—		12.5	4.0
F33CB							—	20%(CB)	—		9.5	3.8
F33KS							—	20%(KS)	—		15.0	4.8
F33MS							—	20%(MS)	—		17.0	4.0
F33AN							—	20%(AN)	—		10.0	4.1
F33OK							—	20%(OK)	—		16.5	4.1

Bに着目する。

電気抵抗率は、測定値が大きいほど塩化物イオン浸透深さが小さくなり、塩化物イオン浸透深さの差を区別できている。一方、表面吸水速度および透気係数は、測定値が小さく、塩化物イオン浸透深さの差を明確に区別することができなかった。

以上の結果から、特に塩化物イオンの侵入抵抗性に優れたコンクリートを評価する場合には、電気抵抗率試験が優れており、混和材の使用や水結合材比を低減したプレキャストプレストレストコンクリート部材の遮塩性能を評価できる可能性があると考えた。

4. 電気抵抗率試験による遮塩性能評価の汎用性の検討

工場で製作した高耐久コンクリート製品の品質確認方法として電気抵抗率試験が適用できると期待される。しかし、これまで検討してきたコンクリートの種類等は限られていたため、電気抵抗率試験が、使用材料や配合に関わらず適用できるか確認することを目的とした検討を行った。

4.1 実験方法

使用材料や配合が異なるコンクリートの円柱(φ100×

200 mm)を製作した。コンクリートの配合と基礎物性を表-5に示す。配合は計24種類である。

プレキャストプレストレストコンクリート部材を想定した配合では、早強ポルトランドセメントを用い、水結合材比については、結合材として早強ポルトランドセメントのみを用いた配合で36%、結合材として高炉スラグ微粉末あるいはフライアッシュを用いた配合で33%とした。一方、一般的な鉄筋コンクリート部材を想定した配合では、普通ポルトランドセメントを用い、水結合材比については、50%あるいは65%とした。

使用材料の違いが遮塩性能や電気抵抗率に与える影響を把握するために、高炉スラグ微粉末については3種類、フライアッシュについては8種類、細骨材については吸水率が異なる3種類のものを用いた。

製作した円柱を用いて、電気抵抗率試験、非定常・電気泳動試験を行った。電気抵抗率試験では、材齢28、91日まで標準養生を行った円柱を対象として測定した。非定常・電気泳動試験では、材齢91日まで標準養生を行った円柱を対象として、文献¹⁾と同様の方法によって塩化物イオン拡散係数を求めた。

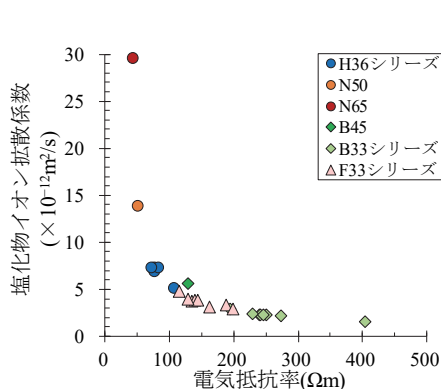


図-3 塩化物イオン浸透深さと電気抵抗率の関係

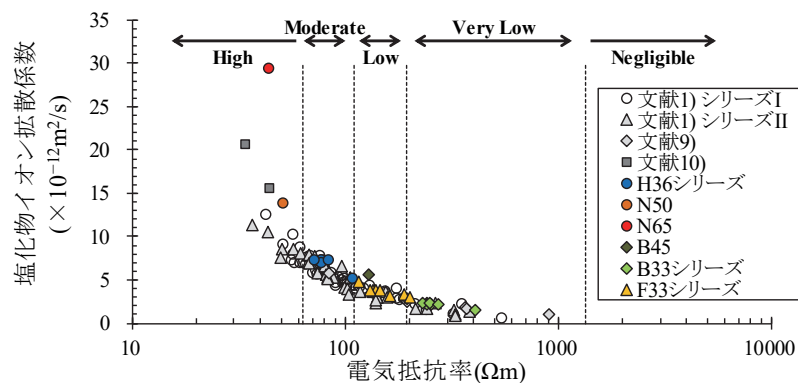


図-4 過去に製作したコンクリートを用いた実験結果との関係

4. 2 実験結果

塩化物イオン拡散係数と電気抵抗率の関係を図-3に示す。塩化物イオン拡散係数は、電気抵抗率と反比例の関係を示すことが確認できる。表-5に示すように種類や品質の異なる混和材を用いた配合を24種類用いたが、いずれも反比例の関係から顕著に外れることはなかった。

過年の研究で製作した円柱（水結合材比33～50%、計20配合）^{1), 8), 9)}を用いて、同様に非常・電気泳動試験を実施した結果を図-4に示す。また、AASHITO T358における塩化物イオンの浸透しやすさを評価する電気抵抗率の閾値（High～Negligible）も合わせて示す。

表-5に示した配合で製作したコンクリートの塩化物イオン拡散係数の結果は、過去の研究で製作したコンクリートを用いた結果とも合致することを確認できる。また、表-5に示した配合で、普通または早強ポルトランドセメントのみを用いた場合にはHighまたはModerateの範囲となり、高炉スラグ微粉末およびフライアッシュを用いた場合にはLowまたはVery Lowの範囲となったことから、混和材を用いた場合の効果をj確認できた。

以上から、電気抵抗率試験により、使用材料や配合が異なる場合でも同じ評価指標でコンクリートの遮塩性能を評価できると考えられる。

5. まとめ

平成30年度の検討では、非破壊試験を活用した遮塩性能の評価方法を確立するために、プレキャスト工場と実験室で製作した様々なコンクリート試験体を対象として電気抵抗率試験、表面吸水試験、表層透気試験の適用性を検討した。また、電気抵抗率試験の適用性を確認するために、使用材料や配合が異なるコンクリートを対象として実験を行った。本検討で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) プレストレストコンクリートを対象とした配合の場合、電気抵抗率が大きいほど塩化物イオン浸透深さが小さくなり、塩化物イオン浸透深さの差を区別できた。一方、表面吸水速度および透気係数は、測定値が小さく、塩化物イオン浸透深さの差を明確に区別することができなかった。
- 2) 使用材料や配合が異なるコンクリートの塩化物イオン拡散係数と電気抵抗率は反比例の関係を示し、過去に製作したコンクリートを用いた実験結果とも合致することを確認した。

参考文献

- 1) 中村英佑、水戸健介、古賀裕久：高炉スラグやフライアッシュを用いたコンクリートの遮塩性能の迅速評価手法、コンクリート工学年次論文集、Vol.40、No.1、pp.219-224、2018
- 2) 中村英佑、皆川浩、宮本慎太郎、久田真、古賀裕久、渡辺博志：通電後の塩化物イオン浸透深さをを用いたコンクリートの遮塩性能の評価、土木学会論文集E2（材料・コンクリート構造）、Vol.72、No.3、pp.304-322、2016
- 3) JSCE-G 581-2018：四電極法によるコンクリートの電気抵抗率試験方法(案)、2018年制定コンクリート標準示方書〔規準編〕、土木学会、pp.437-447、2018
- 4) 渡辺博志、古賀裕久、中村英佑、西崎到、佐々木巖、櫻庭浩樹、谷口秀明、鈴木雅博、青山敏幸、手塚正道、栗原勇樹：コンクリートの耐久性実証へのチャレンジ、第46回PC技術講習会、pp.1-21、2018
- 5) 水戸健介、中村英佑、鈴木雅博、古賀裕久：混和材を用いたプレキャストPC部材の耐久性に関する検討、第27回プレレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp.491-496、2018
- 6) 林和彦、細田暁：表面吸水試験によるコンクリート構造物の表層品質の評価方法に関する基礎的研究、土木学会論文

7 社会インフラの長寿命化と維持管理の効率化を目指した更新・新設に関する研究

集 E2(材料・コンクリート構造)、Vol.69、No.1、pp.82-97、2013

- 7) Torrent, R. J. : A two-chamber vacuum cell for measuring the coefficient of the permeability to air of the concrete cover on site, *Materials and Structures*, V.25, No.6, pp.358-365, 1992
- 8) 中村英佑、鈴木雅博、石井豪、古賀裕久：混和材を用いたコンクリートの温度ひび割れ抵抗性に関する実験的研究、

第24回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp.515-520、2015

- 9) 中村英佑、古賀裕久、大島義信、村井弘恭、中川英樹：暴露試験と促進試験によるコンクリート内部のステンレス鉄筋の耐食性評価、第74回土木学会年次学術講演会講演概要集、V-318、2019

7.1 最重要路線等において高耐久性等を発揮する構造物の設計、構造・材料等を開発・評価

7.1.5 トンネルの合理的な更新技術に関する研究

担当チーム：道路技術研究グループ（トンネル）／先端材料資源研究センター（iMaRRC）

研究担当者：日下敦、小出孝明、巽義知／新田弘之、百武壮

【要旨】

トンネルを更新する場合には、施工時の地山や支保構造の力学的な特性などの設計の前提条件が新設時とは異なる可能性がある。しかしながら、現時点までトンネルの大規模な更新工事の実績は限られているため、特殊な工事として対応しており、トンネルを新設する場合の基準などをもとに個別の条件に合わせて実施されていることが多い。一方で、トンネルの老朽化は進行していくことから、今後もトンネルを更新する工事は増加していくことが想定される。そのため、種々の工事の特徴を適切に評価して、計画や設計、施工に反映し、安全性や施工性、耐久性などの要求性能と同時に経済性を確保できる合理的な更新技術を確認する必要があると考える。これについて、今年度は数値解析や実験による検討を行い、トンネル更新時の支保構造の力学的な特性やトンネル更新時の施工が周辺に与える影響などを確認した。

キーワード：トンネル、更新、拡大掘削、掘進長、数値解析、応力再配分

1. はじめに

供用中の道路トンネルでは、不具合の発生などの必要に応じて更新工事が実施されている。例えば、図-1に示すような、大型車輛のトンネル壁面への接触や交通渋滞、歩行者の危険などが発生する断面積が比較的小さいトンネルを拡大する掘削（以降、拡大掘削）や盤膨れが発生したトンネルでのインバートの改築・追加設置（以降、インバート更新）などがある。これらの事例では、迂回路が確保できずに片側交互通行等による活線施工となるケースが多くある。その場合、車線の確保のために作業スペースは狭隘となり、作業効率の大幅な低下により工事費が増加する。また、交通規制による道路利用者の利便性の低下、経済活動への損失および交通規制費の発生などの多くの課題を有する。そのため、土木研究所では将来的な更新工事の増加に備え、トンネルの更新技術の合理化に関する研究に取り組んでいる¹⁾。今年度は数値解析、実験による検討を進めたので、その内容について報告する。

2. 拡大掘削に関する数値解析

2.1 拡大掘削における主な力学的特徴

何も無い地山に新たにトンネルを掘削（以降、新設掘削）する場合と比較して、拡大掘削では力学的条件に以下のような違いがあると考えられる。

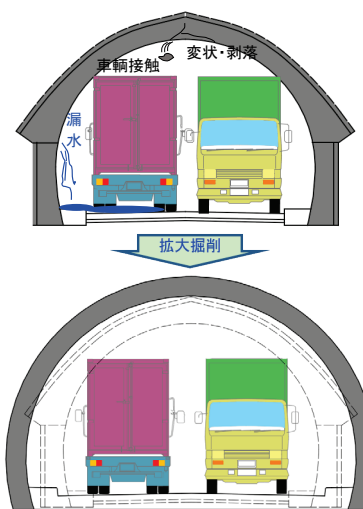
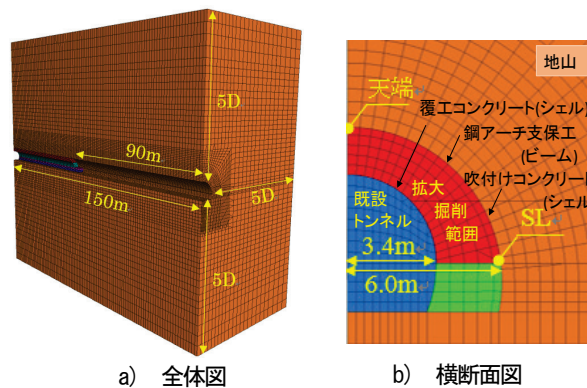


図-1 拡大掘削のイメージ



a) 全体図

b) 横断面図

図-2 解析モデル

表-1 解析条件

	地山				吹付けコンクリート				鋼アーチ支保工				覆工コンクリート(既設トンネル)			
	CI	CII	DI	DII	CI	CII	DI	DII	CI	CII	DI	DII	CI	CII	DI	DII
要素タイプ	ソリッド				シェル				ビーム				シェル			
モデルタイプ	弾性 弾性/弾塑性 弾塑性				弾性				弾性				弾性			
単位体積重量(kN/m ³)	24	23	22	21	—				—				—			
弾性係数(MPa)	2,000	1,000	500	150	19,000(材齢を考慮)				— 210,000 210,000 210,000				22,000 22,000 22,000 22,000			
ポアソン比	0.30	0.30	0.35	0.35	0.20 0.20 0.20 0.20				— 0.30 0.30 0.30				0.30 0.30 0.30 0.30			
厚さ(cm)等	—	—	—	—	10 10 15 20				— H-125@1.2m H-125@1.0m H-150@1.0m				40 40 40 40			
断面積(m ²)	—	—	—	—	0.1 0.1 0.15 0.2				— 2.50.E-03 3.00.E-03 3.96.E-03				4.00.E-01 4.00.E-01 4.00.E-01 4.00.E-01			
断面二次モーメント y方向(m ⁴)	—	—	—	—	— — — —				— 6.99.E-06 8.39.E-06 1.62.E-05				5.33.E-03 5.33.E-03 5.33.E-03 5.33.E-03			

表-2 解析CASE

a) 弾性解析					b) 弾塑性解析						
CASE	掘削条件	掘削方法	地山等級	掘進長(m)	CASE	掘削条件	掘削方法	地山等級	掘進長(m)		
弾性解析	1	新設掘削	CI	1.5	弾塑性解析	10	新設掘削	CII	1.2		
	2		CII	1.2		11		DI	1.0		
	3		DI	1.0		12		DII	1.0		
	4	拡大掘削	補助ベンチ付き全断面掘削	CI		1.5	13	拡大掘削	補助ベンチ付き全断面掘削	CII	1.2
	5		CII	1.2		14	DI		1.0		
	6		DI	1.0		15	DII		1.0		
	7	拡大掘削(掘進長延伸)	補助ベンチ付き全断面掘削	CI		2.0	16	拡大掘削(掘進長延伸)	補助ベンチ付き全断面掘削	CII	1.5
	8			CII		1.5	17			DI	1.2
	9			DI		1.2	18			DII	1.2

- ・拡大掘削の対象地山では、既設トンネルの掘削時に、既に応力の再配分を受けている。
- ・既設トンネルの周囲を切抜げる掘削となるため、新設掘削と比較して掘削断面積が小さいとともに掘削部の形状が異なる。
- ・切羽前方に既設トンネルが存在し、地山の变形に対する抵抗性が異なる可能性がある。

これらの違いにより、拡大掘削時の支保工や地山の応力状態は新設掘削時とは異なる可能性があるにも関わらず、工事実績が少ない現状では、拡大掘削は既往の新設掘削に用いる基準類²⁾に従い設計・施工されている。このような現状を踏まえ、昨年度、拡大掘削の力学的条件が新たに設置する支保構造に及ぼす影響の程度について数値解析により確認し、支保構造の最適化への可能性について検討した。昨年度の検討では、比較的堅硬な地山を想定し、地山等級 C I、C II、D I 相当について、主として線形弾性モデルで検討している。本年度は、比較的不良な地山を想定し、地山等級 C II、D I、D II 相当について、主として弾塑性モデルで検討を行った。

2.2 数値解析の概要

2.2.1 解析モデル

数値解析は3次元有限差分法によるものとした。拡大掘削は図-1のイメージのように既設トンネルの両側を左右均等に切抜げるケースを想定し、半断面モデルとした。トンネルの規模は過去の施工事例を参考にして、図

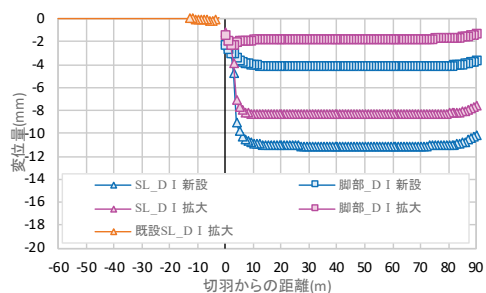
表-3 切羽から30m離れた位置の解析結果

CASE	地山等級	設定	掘進長(m)	沈下量		水平変位量		吹付けコンクリート軸力	
				天端		SL		天端	
				値(mm)	比率	値(mm)	比率	値(kN)	比率
弾性解析	C I	新設	1.5	-6.0	1.00	-3.4	1.00	-232	1.00
		拡大	2.0	-5.2	0.87	-2.5	0.74	-172	0.74
		拡大延伸	2.0	-5.2	0.87	-2.5	0.74	-150	0.65
		新設	1.2	-10.6	1.00	-6.1	1.00	-409	1.00
	C II	拡大	1.5	-9.8	0.92	-4.5	0.74	-332	0.81
		拡大延伸	1.5	-9.9	0.93	-4.6	0.75	-303	0.74
		新設	1.2	-10.6	1.00	-6.1	1.00	-409	1.00
		拡大	1.5	-9.8	0.92	-4.5	0.74	-333	0.81
弾塑性解析	D I	新設	1.5	-9.9	0.93	-4.6	0.75	-303	0.74
		拡大	1.0	-18.1	1.00	-11.1	1.00	-901	1.00
		拡大延伸	1.2	-17.3	0.96	-8.4	0.76	-803	0.89
弾塑性解析	D I	新設	1.2	-17.7	0.98	-8.6	0.77	-762	0.85
		拡大	1.0	-18.7	1.00	-11.8	1.00	-937	1.00
		拡大延伸	1.2	-17.7	0.95	-9.1	0.77	-829	0.88
	D II	新設	1.2	-18.2	0.97	-9.4	0.80	-790	0.84
		拡大	1.0	-47.8	1.00	-32.2	1.00	-1124	1.00
		拡大延伸	1.2	-45.8	0.96	-23.6	0.73	-1080	0.96
18	拡大延伸	1.2	-47.3	0.99	-24.6	0.76	-1098	0.98	

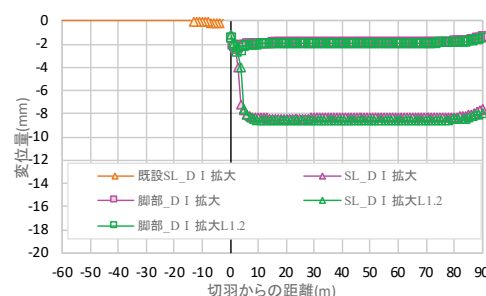
-2に示すように、既設トンネルを半径3.4mの1.5車線断面、拡大トンネルを半径6.0mの2車線歩道付き断面とした。また、比較する新設掘削のトンネル断面は拡大掘削のトンネル断面と同一とした。既設トンネルは矢板工法により構築されたものを想定し、1次支保工はモデル化せず、厚さ40cmの覆工コンクリートをシェル要素(面形状で体積を有さないが、設定する剛性に基づいて計算処理される要素)でモデル化して、地山荷重を支持する設定とした。拡大掘削の1次支保工については吹付けコンクリートをシェル要素で、鋼アーチ支保工をビーム要素(線形状で体積を有さないが、設定する剛性に基づいて計算処理される要素)でモデル化し、ロックボルトはモデル化していない。地山は、拡大後の新たなトンネルの掘削径Dに対して上下左右に5D、延長150mをソリッド要素(3次元の立体形状の要素)でモデル化し、90m地点までを掘削した。境界条件は、底面では全方向に対して移動を許さず、側面では面上においてのみ移動を許し、上面では全方向に移動を許す設定とした。

2.2.2 解析条件

主な解析条件を表-1に示す。地山は硬岩(地山等級 C



a) D Iの新設掘削(CASE3)と拡大掘削(CASE6)



b) D Iの拡大掘削(CASE6)と拡大掘削(延伸)(CASE9)

図-3 新たな支保構造に発生する変位分布図

I)から比較的脆弱な軟岩(地山等級 DII)までを対象とし、地山等級 CI、CII、DIで弾性解析を、地山等級 CII、DI、DIIで弾塑性解析を実施した。支保構造は、道路トンネル技術基準(構造編)・同解説²⁾に示される標準的支保構造の組み合わせの目安に従い、各地山等級毎に設定した。掘削工法については、比較のため新設掘削、拡大掘削ともに補助ベンチ付き全断面掘削工法で統一した。既設トンネルについては、1ステップで全区間を掘削すると同時に覆工コンクリートを設置する条件とした。

2.2.3 解析ケース

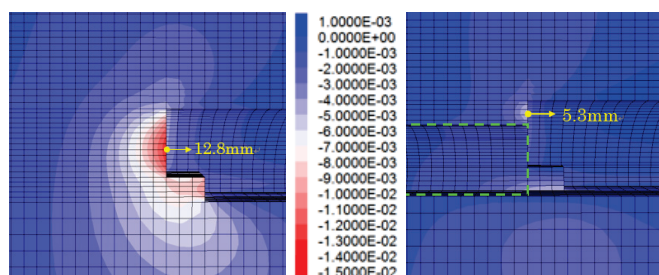
解析ケースには、表-2に示すとおり、各地山等級毎に新設掘削と既設トンネルの拡大掘削に加え、拡大掘削において一掘進長を延伸するケースを設けて、力学的な状態を比較した。

2.3 数値解析の結果

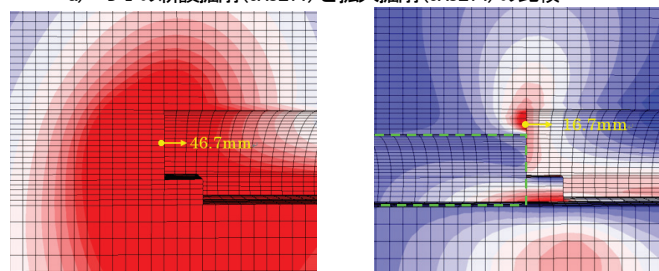
2.3.1 拡大後の新たな支保構造の力学的な状態

拡大後の新たな支保構造における力学的な状態について、表-3に切羽から30m離れた位置の天端沈下量、SL(上半断面と下半断面の境界ライン、図-2参照)位置の水平変位量および天端位置の吹付けコンクリート軸力を抽出し、数値を比較した。表中には、比較のために新設掘削を1.0として拡大掘削および拡大掘削で一掘進長を延伸した場合(以降、拡大掘削(延伸))の比率を示した。また、図-3に、地山等級DIの弾性解析におけるトンネル縦断方向の変位分布状況を示した。

結果として、地山等級による若干のばらつきはあるも



a) D Iの新設掘削(CASE11)と拡大掘削(CASE14)の比較



b) D IIの新設掘削(CASE12)と拡大掘削(CASE15)の比較

図-4 切羽前方地山の変位分布状況

の拡大掘削では新設掘削よりも発生する沈下量で4~13%、水平変位量で23~27%、吹付けコンクリートの軸力で4~26%小さいことが確認された。これにより、拡大掘削では新設掘削と比較して支保構造の負担が低減していることが示唆された。また、地山が軟らかくなるに従って差が縮まる傾向が確認された。

また、拡大掘削(延伸)では拡大掘削よりも発生する沈下量、水平変位量がともに0~3%大きくなった。一方で、吹付けコンクリートの軸力はDIIにおいて2%大きい、CI~DIでは逆に4~9%小さくなるなど、傾向は一定しなかった。

これらの比較の結果からは、拡大掘削において新設掘削の支保構造を適用している現状では、支保構造は比較的余裕のある仕様になっている可能性が示唆される。また、この余裕について、一掘進長を20~30%延伸する程度の影響では失われることは無く、力学的な安定は確保されることが推定される。そのため、一掘進長の延伸が拡大掘削における設計・施工の合理化に繋がる1つの選択肢となる可能性が考えられる。一方で、地山等級DIIに相当する脆弱な地山状態においては、この余裕は確実とはいえ、実際に一掘進長を延伸する際には、切羽観察や計測工などにより地山状況を把握した上で慎重に実施する必要がある。

2.3.2 切羽前方地山および既設トンネルの力学的な状態に関する比較

新設掘削と拡大掘削における、切羽前方地山の力学的な状態について、トンネル軸方向の水平変位の分布状況を図-4に示す。ここでは、新設掘削と比較して拡大掘削

における地山の変形量や変形の範囲が縮小している状況が確認された。縮小の程度について、CASE 毎に水平変位量の最大値を比較すると、拡大掘削では新設掘削と比較して概ね半減している。拡大掘削時の切羽は、より安定的な傾向を示す可能性が考えられる。

このような差が生じる要因の1つと考えられる既設トンネルの抵抗性に関して、既設トンネル自体の力学的な状態から確認する。表-4より、既設トンネルの天端の沈下量は総じて1mm未満と微小であり、また、地山等級による明確な差が確認できなかったことから、既設トンネルのある一定の抵抗により、地山の硬軟等の状態に起因する変形量の差を縮小している可能性が考えられる。この抵抗に関して、図-5に示す既設トンネル天端でのトンネル周方向とトンネル軸方向の応力分布図を分析すると、切羽からの離れが10m程度の範囲に顕著な応力変化が確認された。トンネル周方向では地山の変形に対して、既設トンネルはアーチ構造として抵抗するため、全圧縮状態のまま応力が増加している。既設トンネルのコンクリート強度を20N/mm²前後であると仮定すると、DII地山においては、切羽直近で圧縮破壊に至るレベルとなる。一方、トンネル軸方向では、地山が切羽側に押し出される変形に対して、既設トンネルは引張抵抗を示しており切羽からの離れが7m程度の位置から引張応力状態となっている。実際のコンクリートでは、ひび割れなどの発生により抵抗を失うことが想定されるため、今回の解析条件ではトンネル軸方向の抵抗力は過大に評価されている。これらの結果からは、既設トンネルの覆工が地山の変形に対して鉛直・水平方向に抵抗している状態が確認されると同時に、抵抗する既設トンネルの覆工自体に変状が発生する可能性が示唆された。

2. 4 まとめ

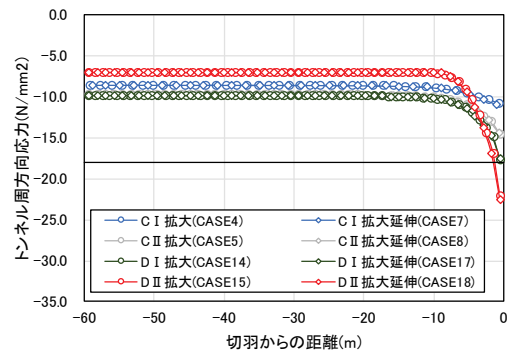
今回の解析条件下では、拡大掘削において新設掘削と同様の支保工を適用する場合には、支保構造に比較的余裕があること、拡大掘削時の切羽は新設掘削時と比較して安定的となる可能性が示唆された。更に、一掘進長の延伸が拡大掘削における施工の効率化や経済性を含めた支保構造の最適化に資する選択肢の1つになる可能性が確認された。また、拡大掘削時の既設トンネルの力学的な状態としては、切羽から1Dの範囲で構造的に不安定となる可能性があり、活線施工時には防護工が必要であることが示唆された。

3. 拡大掘削時の周辺地山の挙動の確認に関する実験

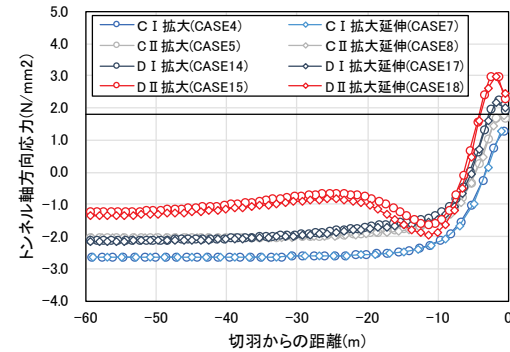
数値解析において得られた上記結果から、拡大掘削を

表-4 既設トンネルの天端に発生する沈下量

CASE	地山等級	設定	掘進長(m)	沈下量(mm) ※ ()内は定常値を1.00とした場合の比率					
				切羽からの距離 (D:掘削径=12m)					
				0	-1D	-2D	-3D	-4D	定常値
4	C I	拡大	1.5	-0.85 (14.2)	-0.17 (2.83)	-0.11 (1.83)	-0.08 (1.33)	-0.06 (1.00)	-0.06 (1.00)
		拡大延伸	2.0	-0.87	-0.18	-0.11	-0.07	-0.06	-0.06
5	C II	拡大	1.2	-0.81 (10.1)	-0.28 (3.50)	-0.16 (2.00)	-0.11 (1.38)	-0.08 (1.00)	-0.08 (1.00)
		拡大延伸	1.5	-0.77	-0.24	-0.16	-0.11	-0.07	-0.07
14	D I	拡大	1.0	-0.95 (7.92)	-0.40 (3.33)	-0.30 (2.50)	-0.20 (1.67)	-0.14 (1.17)	-0.12 (1.00)
		拡大延伸	1.2	-0.96	-0.43	-0.32	-0.22	-0.15	-0.13
15	D II	拡大	1.0	0.18 (-)	-0.78 (1.70)	-0.78 (2.39)	-1.10 (1.52)	-0.70 (1.09)	-0.50 (1.00)
		拡大延伸	1.2	0.29	-0.72	-1.07	-0.65	-0.45	-0.40



a) 既設トンネル天端のトンネル周方向応力



b) 既設トンネル天端のトンネル軸方向応力

図-5 既設トンネルの応力分布状況

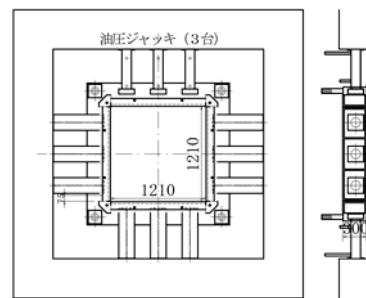


図-6 二次元載荷装置

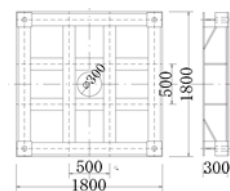


図-7 二次元載荷装置の蓋

行う対象地山では、既設トンネル掘削時に応力の再配分が既に生じていることが推察される。これを現現場にて検証するには、拡大掘削と新設掘削を同一の地山条件で比較する必要があるが、地山は不均質であることが多く、困難である。そこで、模擬地山を作成して拡大掘削と新設掘削を再現する室内実験を行い、掘削時の周辺地山の挙動を比較検証した。

3. 1 実験の概要

3.1.1 実験ケース

同一の荷重を載荷した状態の地山に対して、 $\phi 180\text{mm}$ で掘削した後に $\phi 300\text{mm}$ で掘削する拡大掘削を模擬するCASE1 と、 $\phi 300\text{mm}$ の断面を一度に掘削する新設掘削を模擬するCASE2 の2つを実施して比較することとした。

3.1.2 実験装置

実験には図-6 に示す2次元載荷装置を用いた。この装置は鋼材を組み立てて、縦1,210mm、横1,210mm、深さ300mmの直方体の空間が形成されており、更に図-7 に示すような鋼製で剛性の高い蓋を固定して空間を密閉することができる。また、左右と下方の鋼壁は鋼製の支保工で固定されており、上方に設置された3個の油圧ジャッキにより載荷することができる。

拡大掘削を再現するためには、装置内の地山に対して2段階の掘削を実施する必要がある。そのため、蓋の中心部に設けた300mmの円孔を、写真-1 に示すように加工した厚さ9mmの鋼製の円蓋で塞いだ。この円蓋は $\phi 360\text{mm}$ の円形の鉄板の中央に $\phi 180\text{mm}$ の円孔を設けたものに、 $\phi 240\text{mm}$ の円形の鉄板をボルトで固定できる構造であり、2枚の円蓋を一体化した状態で図-7 に示されているような装置の蓋の円孔部にボルトで固定することで、装置内の模擬地山を平面ひずみ状態に保てる。

3.1.3 地山を模擬する材料

模擬地山は貧配合モルタルで製作することとし、既往の実験³⁾を参考にした配合案を用いて配合試験を行い、掘削の作業性等を確認した上で目標強度を 0.6N/mm^2 程度、打設日から目標強度発現日までが概ね3日間前後となるように表-5 の配合を決定した。装置内に供試体を作成する際には、あらかじめ装置と地山の間にはテフロンシートを挟み込み、摩擦力が極力発生しないようにした。

3.1.4 測定項目と測定方法

測定項目は模擬地山のひずみとし、 $\phi 20\text{mm}$ 、 $L=54\text{mm}$ 、定格出力 $\pm 5,000\mu$ 、見かけの弾性係数 40N/mm^2 のひずみ計(KM-50F)を用いて測定した。ひずみ計は図-8 に示すように縦、横、斜め 45° の測線上に合計9個を配置した。配置間隔は掘削面から70mmの位置に最も近いひずみ計の



写真-1 掘削部の円蓋

表-5 貧配合モルタルの配合

W/C	セメント(kg)	水(kg)	砂(kg)
1.407	75.0	105.5	1000.0

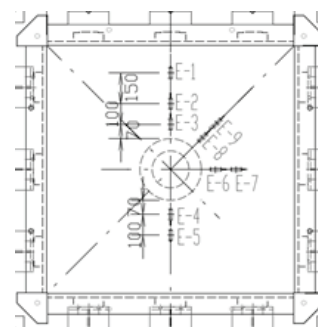


図-8 ひずみ計の配置

中心を合わせ、そこから次のひずみ計の中心までの距離を100mm、更に150mm離れた位置に最も遠いひずみ計の中心を合わせた。また、設置深さは全てのひずみ計を装置内の深さ150mmの位置に設置した。

3.1.5 載荷重

載荷重については、トンネルの上下方向の測線(以降、上下測線)に設置した5個のひずみ計の値の平均が概ね 100μ 程度になるように設定し、1ジャッキあたり20kNで合計60kNを載荷した。油圧ジャッキの制御は荷重制御とし、実験を通して荷重を常に一定に保った。

3.1.6 掘削方法

模擬地山の掘削は2CASEともに、まず、 $\phi 180\text{mm}$ のコアカッターにより掘削部の中心に深さ約100mm程度のコア孔を開け、以降はエアピックと溝掘り用スコップを使用して削り取る方法とし、可能な限り掘削面が水平を保つように掘り下げた。

3. 2 実験の結果および分析

表-6 に各掘削におけるひずみ計の測定値を整理した。まず、2CASEともに円蓋を開けてコアカッターを抜き終わるまでに測定値の変動は確認されず、この時点データをデータ処理上の掘削深さ0mmとした。ここで、上下測線に発生している圧縮ひずみの分布は2CASEで概ね同程度であり、これを1.00として掘削過程において測定されるひずみを比率

により比較した。掘削全体を通じて解放された圧縮ひずみの割合は、E-1、E-2、E-4、E-5では2CASEで概ね同程度といえる。E-3では拡大掘削で44%が解放されているのに対して、新設掘削では77%が解放されており、明確な差が生じた。次に、図-9に整理した掘削過程と上下測線のひずみの関係を確認する。E-1、E-2、E-4、E-5について、掘削全体を通じて解放された圧縮ひずみの割合は同程度であると前述したが、拡大掘削においてはφ180mmとφ300mmの2段階の掘削があり、例えばE-4に着目すると、φ180mmの掘削で55%の圧縮ひずみが解放され、φ300mmの掘削では25%が解放されている。それに対して、新設掘削ではφ300mmの掘削のみで72%の圧縮ひずみが解放されている。これらは素掘りの条件下での結果ではあるが、支保工に発生する変位や応力の大きさは基本的に地山のひずみの大きさと比例する関係にあるため、既往の報告¹⁾で示唆される拡大掘削において新たに設置するトンネルの支保構造に生じる変位や応力が新設掘削時よりも小さくなる傾向と概ね一致していると考えられる。

上下測線以外のひずみについて、E-6、E-7では荷重方向とひずみ計の向きが直交するため掘削開始時点ではひずみが発生しておらず、掘削の影響で若干の圧縮ひずみが発生した。E-8、E-9では拡大掘削で圧縮ひずみが増加したが、新設掘削では圧縮ひずみが減少し、挙動が一致しなかった。

3. 3 まとめ

本実験では、拡大掘削時に周辺地山の圧縮ひずみが解放される割合が新設掘削時と比較して小さくなる結果が確認された。しかしながら、一組のケースを比較するに留まり、追加実験によるデータの蓄積が望まれる。

4. おわりに

以上述べてきたように、本研究では、数値解析により、拡大掘削の力学的条件が拡大後の新たな支保構造、切羽前方地山、および既設トンネルに及ぼす影響について確認した結果、拡大掘削時の切羽が新設掘削時と比較して安定的となる可能性、一掘進長の延伸の可能性、および切羽から1Dの範囲で既設トンネルが構造的に不安定となる可能性等が示唆された。また、室内実験により、拡大掘削時に周辺地山の圧縮ひずみが解放される割合が新

表-6 ひずみ計の測定値

(単位 μ - 圧縮、+ 引張)

測線	位置	No.	CASE1(拡大掘削)				CASE2(新設掘削)	
			φ180mmの掘削深さ		φ300mmの掘削深さ		φ300mmの掘削深さ	
			0mm	300mm	0mm	300mm	0mm	300mm
上下	トンネル上部	E-1	-198 (1.00)	-194 (0.98)	-194 (0.98)	-188 (0.95)	-180 (1.00)	-165 (0.92)
		E-2	-114 (1.00)	-97 (0.85)	-97 (0.85)	-73 (0.64)	-106 (1.00)	-63 (0.59)
		E-3	-118 (1.00)	-84 (0.71)	-84 (0.71)	-66 (0.56)	-117 (1.00)	-27 (0.23)
	トンネル下部	E-4	-84 (1.00)	-38 (0.45)	-38 (0.45)	-17 (0.20)	-109 (1.00)	-30 (0.28)
		E-5	-88 (1.00)	-71 (0.81)	-71 (0.81)	-44 (0.50)	-82 (1.00)	-38 (0.46)
左右	E-6 左	E-6	-2	-18	-20	-22	+4	-7
	E-7 右	E-7	-1	-6	-7	-10	+3	-12
斜め	E-8 下	E-8	-17	-27	-33	-46	-40	-11
	E-9 上	E-9	-5	-6	-6	-11	-35	-18

表中の()内に掘削開始時点のひずみを1.00とした場合の各段階のひずみを比率で示した。

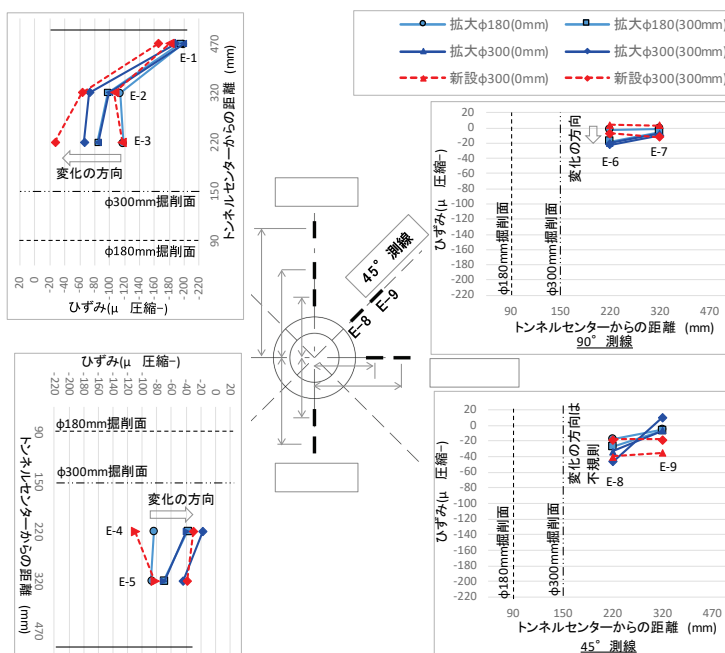


図-9 掘削過程とひずみの関係

設掘削時と比較して小さくなる結果が確認された。今後は実際の拡大掘削工事における計測や追加実験等により、更に検討を進めていきたい。

参考文献

- 1) 小出孝明、日下敦、吉岡知哉、砂金伸治：トンネル更新時の拡大掘削における支保構造に関する解析的検討、トンネル工学報告集、第28巻、I-45、pp. 1-5、2018
- 2) 日本道路協会：道路トンネル技術基準（構造編）・同解説、pp. 125-131、2003
- 3) 河田皓介、砂金伸治、日下敦、真下英人：変状対策工を適用した山岳トンネルの耐震性に関する実験的考察、トンネル工学報告集、第23巻、I-40、pp. 277-284、2013

7.1 最重要路線等において高耐久性等を発揮する構造物の設計、構造・材料等を開発・評価

7.1.6 土工構造物の信頼性向上に向けた設計法・施工管理手法の研究（補強土壁）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（施工技術チーム）

研究担当者：宮武裕昭、藤田智弘、佐藤登、新田武彦

【要旨】

現行の土工構造物の設計においては静的な安定検討を基本としており変形を直接的には考慮していない。そのため、重要度の高い土工構造物、新形式の土工構造物や変形が生じた土工構造物等の性能を適切に評価することができず、信頼性の高い土工構造物の構築、適切な新形式構造等の導入やメンテナンスサイクルの確立の支障となっている。このような問題に対応していくためには、土工構造物の変形を考慮した性能評価手法や変形が生じた土工構造物のマネジメント手法を確立する必要がある。本報告では、土工構造物にとって致命的となる変状発生形態、変状発生後の性能低下の度合い、及び変状発生後に有効だと考えられる措置の効果を明らかにすることを目的に、特に変形による性能への影響が大きいと考えられる補強土壁を対象として実大模型実験を実施した。具体的には、補強土壁の実大模型を土槽内に構築し、補強土壁に隣接する構造物との取合い部の相対変位による目地の開きを模擬した開口部等を予め設けたうえで、補強土壁上方からの降雨により盛土内に水を浸透させて盛土材をこぼれ出させた。また、こぼれ出し箇所を砕石を充填して降雨の作用を与えて、補修方法の効果を確認した。実験の結果、盛土のこぼれ出し等が無ければ、壁面の変形、補強材の張力にほとんど変化がないこと等の知見をまとめた。

キーワード：補強土壁、変状、降雨実験、補修

1. はじめに

道路をはじめとする構造物の延長の大半を占める土工構造物は、被災した場合にも復旧が容易であると考えられてきたが、近年土工構造物の大型化や新しい形式の導入により、被災時に復旧が容易でないものも増えている。

土工構造物の設計は静的な安定検討を基本としており、変形を直接的には考慮していない。一方で、土工構造物は、使用する材料や地盤条件等が極めて多岐にわたるため、設計・施工において相当の不確実性を考慮せざるをえず、作用と応答も不明確な部分が多いことからある程度の変形を許容せざるを得ない。

そのため、重要度の高い土工構造物、新形式の土工構造物や変形が生じた土工構造物の性能評価を適切に行うことができず、信頼性の高い土工構造物の構築、適切な新形式構造等の導入やメンテナンスサイクルの確立の支障となっている。

このため、土工構造物の信頼性向上、新形式構造の適切な導入、メンテナンスサイクルの確立に向け、道路土工構造物の変形を考慮した性能評価手法を構築する必要がある。

本研究では、土工構造物のうち変形後に特に性能への影響が大きいと考えられる補強土壁を取り上げ、次の3つを達成目標としている。

- ① 既往の変形事例の分析を通じて、変状形態、変状要因及び許容しうる変形の程度を明らかにする。
- ② 構造形式、使用材料等の構造物の要素に応じて、基礎地盤や周辺盛土の変形が性能に与える影響を評価する手法を提案することで、新設土工構造物の設計及び変形が生じた既設道路土工構造物の性能の評価の基盤とする。
- ③ 変形が生じた道路土工構造物の性能評価手法を元に適切な点検・評価・対応手法を体系化した維持管理手法を提案する。

補強土壁は、盛土材のこぼれだしが生じなければ、他の土工構造物と同様、崩壊の初期の段階では嵩上げ盛土部や路面上のクラック等の軽微な変状が生じ、その後それらが緩やかに拡大しながら崩壊にいたる^りと考えている。そこで、本年度の研究は、特に補強土壁の性能への影響が大きいと考えられる盛土材のこぼれ出しに着目し、以下の内容について実施した。

上記の達成目標の②について、盛土材のこぼれ出しによる補強土壁の変状の詳細な進行過程の解明を目的として、異常降雨作用下での挙動確認実験を行った。具体的には、補強土壁の実大模型を土槽内に作製して、補強土壁に隣接する構造物との取合い部の相対変位による目地の開きを模擬した開口部等を予め設けたうえで、補強土壁上方からの降雨により盛土内に水を浸透させて盛土材をこぼれ出させた。

上記の達成目標の③について、前述の模型実験の続きで、盛土材のこぼれだし後の補修方法の効果を検証した。具体的には、盛土材のこぼれ出し後に開口部を閉塞して、こぼれ出し箇所を砕石を充填したうえで、異常降雨を作用させた。

本報告では、研究開発プログラムの研究開発目標：「最重要路線等において高耐久性等を発揮する構造物の設計、構造・材料等を開発・評価」について報告する。

2. 補強土壁の変状の進行過程の解明及び補修効果の検証を目的とした模型実験の概要

こぼれ出しによる補強土壁の変状の進行過程を確認するために、補強土壁に隣接する構造物との取合い部の相対変位による目地の開きを模擬した開口部等を予め設けたうえで、降雨により補強土壁上方から盛土内に水を浸透させた。また、こぼれ出し後の補修方法の効果を確認するために、こぼれ出し箇所を砕石を充填して降雨の作用を与えた。

2.1 補強土壁の実大模型概要

実大模型はコンクリートピット内に構築された、壁高H=6.0mの補強土壁(写真-1)である。補強材は鋼製の帯状補強材を用いた。盛土材の締固めは、作為的にこぼれ出しを進行しやすくするという観点に加えて、こぼれ出しが生じる要因となる盛土の施工不良などを想定して、道路土工-擁壁工指針²⁾において補強土壁の締固め管理基準値の目安として示している90%よりも低い85%とした。また、排水施設の不足・不良を想定して、壁背面排水層は未設置とした。さらに、補強土壁に接する側面、底面及び背面のコンクリートピットから排水されない状態で実験を行った。本実験の計測項目は図-1に示す位置にて、壁面材に設置した変位計により壁面の変形、各段の補強材に壁面より盛土側に500mm離れた位置を起点として900mmピッチで設置したひずみゲージにより補強材に発生するひずみをそれぞれ計測した。また、降雨により盛土内に浸透する水の挙動を土壌水分計及び間隙水圧計により計測した。



写真-1 補強土実大模型

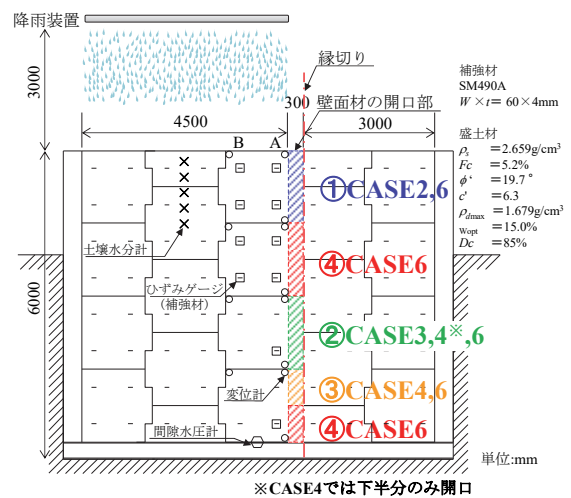


図-1 実大模型の概要

表-1 実験ケース

ケース名	時間雨量 (mm/hr)	総雨量 (mm)	開口長 (m)	開口位置 (図-1)
CASE1	26.3	約1,700	0	—
CASE2	27.6	約1,500	1.5	①
CASE3	27.6	約2,000	1.5	②
CASE4	29.7	約2,000	2.25	②③
CASE5	34.1	約2,500	0(閉塞)	—
CASE6	33.2	約1,600	6.0	①~④

2.2 盛土材のこぼれ出しの発生機構

過年度に実施した補強土壁の盛土材のこぼれ出しに関する事例調査の結果、補強土壁における盛土材こぼれ出しの発生箇所は、隣接する構造物との境界部で起こる事例が多い傾向にあることがわかっている。このことから本実験では図-1に示すように、隣接構造物を想定した縁



写真-2 各ケースにおける開口位置 (開口位置は赤破線部)

切り部に幅0.3 mの壁面材開口部を設け、開口長は0~6.0 mで設定し、こぼれ出し発生個所とした。また、盛土天端から3.0 mの高さに降雨装置を設置し、降雨により盛土材が開口部からこぼれ出すのを誘発させた。

2. 3 実験ケース

実験ケースの一覧を表-1に、開口位置を図-1及び写真-2に示す。CASE1は開口をせずに降雨作用を与えた基本ケースとし、CASE2~CASE4は各ケースで高さ方向に開口部を可変させ、開口位置によるこぼれ出し挙動の差異を観測した。CASE5はCASE4にて発生したこぼれ出し箇所に砕石(C-40)を充填し、開口部を閉塞させた状態で降雨作用を与えた。CASE6ではCASE5で充填した砕石を撤去し、壁高と同じ開口長6.0 m全てを開放し降雨作用を与えた。各ケースでの降雨は26.3~34.1 mmの時間雨量で、最大で約2,500 mmの総雨量の、異常と言える降雨を補強土壁に作用させた。実験ケースの進行としては、ケースの間は降雨を停止し、盛土内の水位低下が安定したのを確認し次ケースへと移行した。なお、本報告では主にこぼれ出しの発生したケースについて報告する。

3. 実験の結果と考察

各ケースでの補強土壁の盛土内の排水状況、盛土材のこぼれ出し状況及び補強材張力と壁面の変位の計測結果から変状進行過程について得られた成果を報告する。

3. 1 補強土壁の盛土内の排水状況

図-2に各ケースの最高水位及びCASE1の降雨終了時の飽和度分布(深度1.5 mまで)を示す。飽和度は $S_r=51.0 \sim 72.4\%$ で分布しており、降雨開始後12時間(累積雨量約315 mm)までに深度1.5 mまでの飽和度すべてが頭打ちとなった。ケース毎に1,500 mm以上、最大で2,500 mmの累積雨量を与え形成された水位は、壁面から3.5 m内部で最大1.14 m、壁面から0.5 m内部において最大0.85

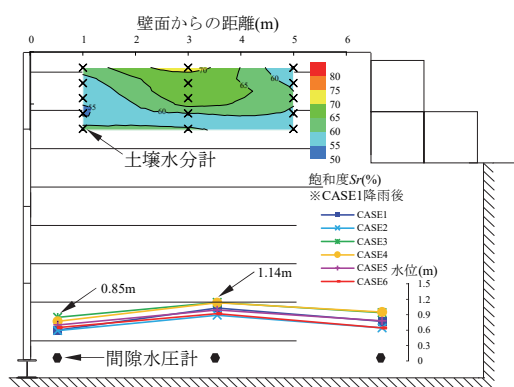


図-2 水位と飽和度(CASE1)の状況



写真-3 CASE1での目地部からの排水状況 (最下段)

mで水位が頭打ちとなった。写真-3は、定点カメラで観測した補強土壁の壁面材目地部からの漏水状況を示す。以上の観測水位と漏水状況から、分割壁面材による補強土壁は、盛土内に浸透した水が壁面材目地部からも排水されるため、降雨作用による盛土内の水位が漸増しにくい構造であると推測できる。

3. 2 盛土材のこぼれ出し状況

開口させなかったCASE1、 $H=4.5 \sim 6.0$ mを開口させたCASE2、 $H=1.5 \sim 3.0$ mを開口させたCASE3では、累積雨量1,500 mm以上の降雨作用を与えたがこぼれ出しは発生しなかった。写真-4にCASE4のこぼれ出し状況及び写真-5にCASE6でのこぼれ出し状況、図-3にCASE4、CASE6終了時のこぼれ出し範囲を示す。 $H=0.75 \sim 3.0$ m

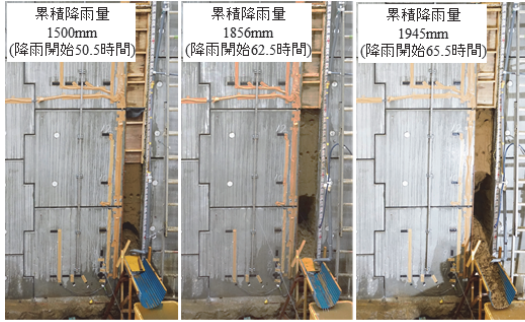


写真4 こぼれ出し状況 (CASE4)



写真5 こぼれ出し状況 (CASE6)

を開口させた CASE4 では、こぼれ出しは即座には発生せず、開始後の累積雨量約 800 mm(約 26 時間後)の、水位が開口部下端位置まで達した時点辺りから盛土材がこぼれ出し始めた。含水比が高くなった盛土材は累積雨量約 1,500 mm(約 50.5 時間後)付近より流動化して急速にこぼれ出し、その結果盛土の空洞化が生じた。CASE4 では、最終的に約 0.4 m³ (補強領域の体積比 0.3 %) がこぼれ出した。H=0~6 m を開口した CASE6 では、累積雨量約 650 mm(開始後約 19 時間後) の、水位が開口部下端位置まで達した時点辺りからこぼれ出し始めた。累積雨量約 1,735 mm(約 52.3 時間後)付近より流動化し、累積雨量約 2,125 mm(約 64.0 時間後)にて突如大規模なこぼれ出しが起り、盛土天端が陥没するに至った。最終的に約 2.6 m³ (補強領域の体積比 1.8 %) がこぼれ出し、盛土未崩壊部は図-3 に示す通り、急勾配のり面が形成されていた。また、CASE5 では、CASE4 の後、開口部を全て閉塞したうえで盛土材こぼれ出し箇所に碎石を充填して累積雨量約 2,500mm の降雨作用を与えたが、こぼれ出しは発生しなかった。

3. 3 こぼれ出し後の補強材張力と壁面変位の挙動

図4 に CASE1 の降雨前後、こぼれ出しが発生した CASE4、CASE6 後の補強材の張力分布及び壁面変位量を示す。補強材張力は CASE1 の降雨前後で最大 1.8 kN 増加しており、壁面に作用する土圧増加の影響を受けていると考えられる。一方で、降雨後に水位以下に位置することとなった 1 段目補強材の張力について、降雨前の水位のない状態からの顕著な張力の変化は確認されなかった。CASE6 後の張力は初期状態と比較して最大 7.4 kN 程度低下し、こぼれ出しにより補強効果(抵抗力)が損なわれたと考えられる。その一方で、壁面に作用する土圧(作用力)も低下したと考えられる。その結果、補強材が引き抜ける、壁面材が脱落するなど補強土壁が脆性的に

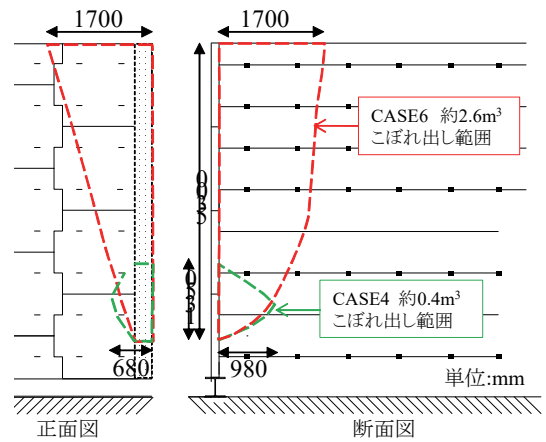


図-3 CASE4、CASE6におけるこぼれ出し範囲
(正面図の範囲は、写真-5の撮影範囲位置と同じ)

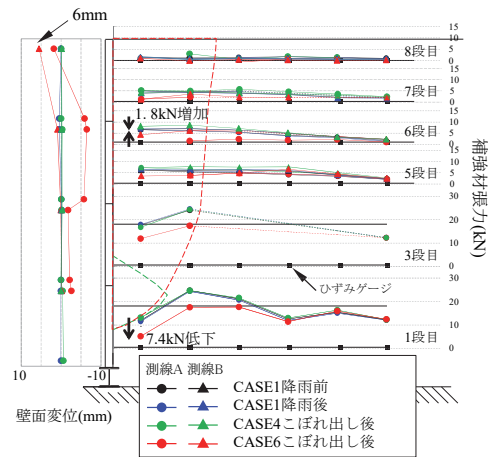


図4 壁面変位及び補強材の張力分布

崩壊することもなかったと考えられる。また、CASE6 後の壁面変位は、測線 A(開口部に近い測線)では盛土側に最大約 6 mm 倒れ込む挙動となった。定点カメラによると、盛土材がこぼれ出す際に補強材が下方側へ引き込まれ、壁面材が盛土側に倒れ込む挙動が観測されている。

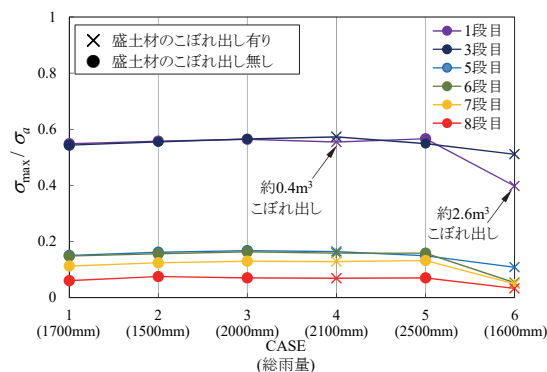


図-5 総雨量と補強材応力の変化

また、CASE4 後の張力分布と壁面変位はCASE1 の降雨後の値からの有意な変化は見られなかった。

図-5 に各ケースの補強材に作用した最大応力度を工法マニュアル³⁾に示す許容応力度で除した値を示す。降雨の繰り返し作用における張力の変化は小さかった。また、補修効果の確認のために盛土材こぼれ出し箇所を碎石で充填したCASE5 を含めて、全てのケースで許容応力度に達するような大きな応力は発生しなかった。

4. まとめ

本実験で得られた知見を以下に示す。

- (1) 分割壁面材による補強土壁は、盛土内に浸透した水が壁面材目地部からも排水されるため、盛土内の水位が漸増しにくい構造であると推測できる。
- (2) 補強土壁壁面に開口部が生じた状態で降雨作用を与えても、盛土内水位が開口位置まで達していなければ、必ずしも盛土材が即座にこぼれ出すというものではない。
- (3) 盛土材のこぼれ出しが進行すると、盛土天端が突如陥没することがある。
- (4) 降雨作用でこぼれ出しは進行するが、補強効果（抵抗力）が失われる一方で土圧（作用力）も同時に失われると考えられるため、補強土壁自体は必ずしも脆性的に崩壊するものではない。
- (5) 盛土材がこぼれ出した後に、補修として開口部を全て閉塞したうえでこぼれ出し箇所に碎石を充填したケースでは、累積雨量約2,500mmの降雨作用に対してもこぼれ出しは発生せず、許容応力度に達するような大きな応力も発生しなかった。

補強土壁は、橋梁取付け部や用地制約の厳しいボトルネック部などに用いられることが多く、その変状が道路

ネットワークに影響を与えることが懸念される。今回の実験で得られた知見をもとに特に重大な要因であるこぼれ出しについて、異常豪雨のような条件下でも最重要路線等において高耐久性等を発揮する構造物の設計、構造・材料等の評価に向けた検討を進めていく予定である。

謝辞

本研究にあたり、日本テールアルメ協会には実験に対して多大なるご協力を頂いた。ここに記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 国立研究開発法人土木研究所ほか：補強土壁の維持管理手法の開発に関する共同研究 共同研究報告書、第486号、136p.、2016
- 2) 一般社団法人日本道路協会：道路土工-擁壁工指針（平成24年度版）、342p.、2012
- 3) 一般財団法人土木研究センター：補強土（テールアルメ）壁工法 設計・施工マニュアル第4回改定版、477p.、2014

7.1 最重要路線等において高耐久性等を発揮する構造物の設計、構造・材料等を開発・評価

7.1.7 土工構造物の信頼性向上に向けた設計法・施工管理手法の研究（カルバート）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動チーム）

研究担当者：佐々木 哲也、酒井 章光、谷本 俊輔、稲垣 由紀子

【要旨】

高耐久性等を発揮するカルバートの設計法の検討に向け、カルバートの変状の把握とその要因の分析、フォルトツリーの作成と見直しを継続し、現状の課題について整理した。変状が確認された部材・部位は多岐にわたり、コンクリートの特性や継手部材の劣化のような材料的要因と考えられる変状、カルバートへの外力の作用のような構造的要因が考えられる変状ともに見られた。構造的要因のうち、偏土圧の作用による影響については、偏土圧を作用させた場合の曲げモーメント分布の試算を行い、計算結果と頂版の片側へひびわれの集中に概ねの整合が見られた。

キーワード：カルバート、変状、フォルトツリー、偏土圧

1. はじめに

高耐久性等を発揮するカルバートの設計法を検討するに当たり、カルバートで生じている変状を把握し、その要因について分析したうえで、現状の課題を整理する必要がある。

平成 28 年度より、カルバートの変状事例を収集・整理し、「樋門・樋管のコンクリート部材における点検結果評価のポイント（案）」¹⁾（平成 28 年 3 月）を参考に、変状パターンとその要因の関係を分析している。また、平成 29 年度にカルバートの変状の傾向を把握し、カルバートの各種変状形態と要因、素因の関係をまとめたフォルトツリーについて、追加事例や現地調査の状況も踏まえ、概ねの妥当性を確認した。平成 30 年度は対象事例を 40 事例追加し、変状パターンとその要因の関係を続けた。さらに、構造的要因のうち、偏土圧の作用による影響については、偏土圧を作用させた場合の曲げモーメント分布を試算し、頂版の片側へのひびわれの集中との関係を確認した。

2. カルバートの変状に関する事例収集・整理

カルバートの変状事例について、カルバート毎に以下の項目について確認、整理した。各項目の確認は、資料からの読み取りまたは類推を基本とした。微地形区分は、防災科学技術研究所の J-SHIS²⁾（地震ハザードステーション）マップ上で確認した。斜角や土かぶりが不明な一部の事例では、Google Earth 上での判別も用いた。

- 1) 構造物名
- 2) 施設種別

- 3) 所在地の緯度・経度
- 4) 微地形区分
- 5) 構造形式
- 6) 形状
- 7) 内空断面寸法
- 8) 全長
- 9) 土かぶり
- 10) 斜角
- 11) 上部道路盛土ののり面勾配
- 12) 補強土壁上の盛土への該当の有無
- 13) カルバート坑口の構造
- 14) 基礎形式
- 15) 基礎地盤の改良状況
- 16) 設計法
- 17) 変状に対する措置の有無
- 18) 変状の進展可能性
- 19) 供用開始時期
- 20) 変状
- 21) 設計・施工上注意を要する立地条件への該当の有無
- 22) 変状の要因

対象とした変状事例は、平成 28 年度に 110 事例、平成 29 年度に 20 事例、平成 30 年度に 40 事例で、それぞれ以下のとおりである。

（平成 28 年度対象事例）

- ・過去の技術相談案件から 9 事例
- ・「シェッド、大型カルバート等定期点検要領」（平成 26 年 6 月）^{3), 4)}に基づく定期点検（以下、定期点検）で判定

区分Ⅲ（早期措置段階）と報告された 101 事例

（101 事例の内訳）

国土交通省・平成 26 年度：21 事例

国土交通省・平成 27 年度：23 事例

地方自治体・平成 27 年度：57 事例

（平成 29 年度対象事例）

・国土交通省・平成 28 年度の定期点検で判定区分Ⅲと報告された 20 事例

（平成 30 年度対象事例）

・平成 29 年度の定期点検で判定区分Ⅲ（早期措置段階）と報告された 40 事例（うち、国土交通省：27 事例、地方自治体：13 事例）

定期点検結果⁵⁾の事例は、平成 26 年度から平成 29 年度の定期点検で判定区分Ⅲ（早期措置段階）と報告された中から、点検調書上の情報量が極端に少ないものを除いたものである。判定区分Ⅲの全体数に対する対象事例数（対象とした事例数/判定区分Ⅲの構造物の全体数）は、国土交通省・平成 26 年度、国土交通省・平成 27 年度、地方公共団体・平成 27 年度、国土交通省・平成 28 年度、国土交通省・平成 29 年度、地方公共団体・平成 29 年度でそれぞれ、21/22、23/45、57/77、20/25、27/29、13/47 で、平成 26 年度から 29 年度の定期点検結果の範囲では概ねの傾向は捉えることが可能と考えられた。なお、平成 30 年度に変状事例の分析をした時点でも、カルバートの定期点検において 4 段階の判定区分のうち最も厳しい判定区分Ⅳ（緊急措置段階）が報告された事例はなかった。

3. 分析対象のカルバートの主要諸元

まず、平成 30 年度までに対象とした 170 のカルバートの主要諸元の分布について図-1 に示す。図-1 の各グラフ上の数値は、“該当件数、全体に占める割合 (%)” で示している。

構造形式（図-1(a)）では、場所打ちボックスカルバートが 88%と大部分を占めていた。次にプレキャストアーチカルバートが多く、他にはプレキャストボックスカルバートや場所打ちアーチカルバートがあった。特殊な構造としては、底版がなく露頭した岩に直接 RC 部材でボックスを構築しているものもあった。単連または多連の別（図-1(b)）では、単連が 76%、2 連 1 層が 20%でこれらがほぼ全てを占めた。3 連 1 層や 4 連 1 層のものもわずかに見られており、アンダーパスや道路横断カルバートとして、上下線方向にそれぞれ車道と歩道が設けられ、上下線や車道と歩道の間が中壁または中柱で区切られたものであった。坑口形状（図-1(c)）については、

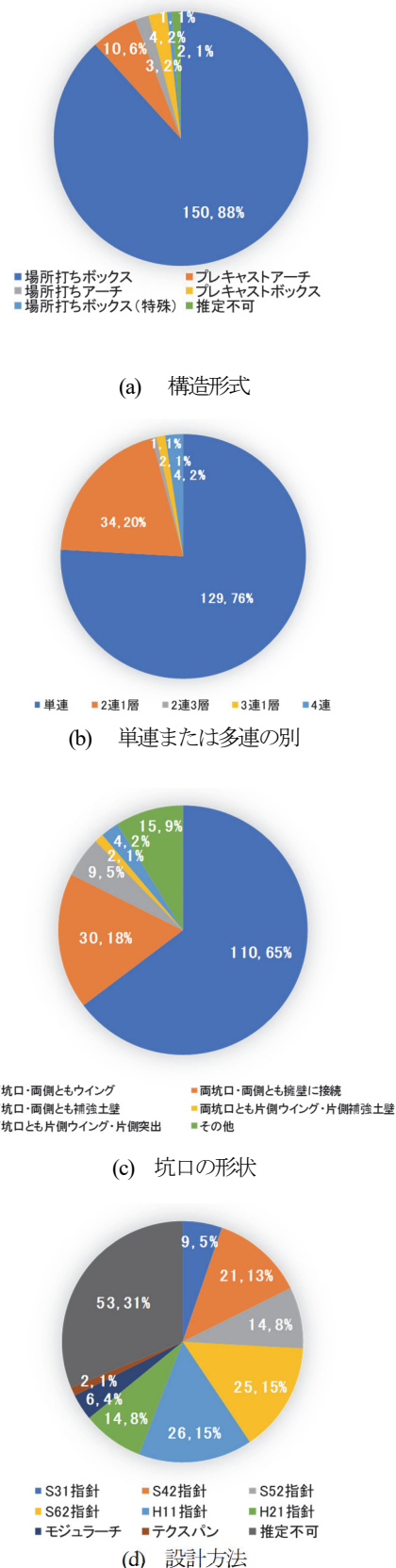
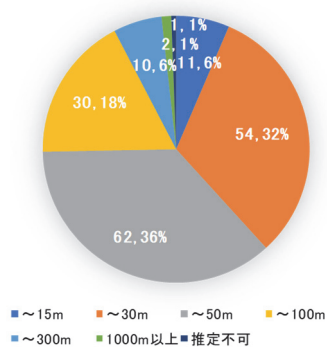
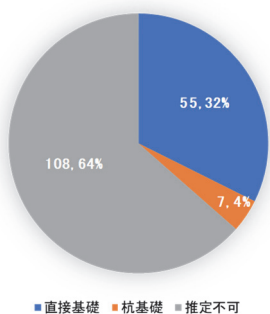


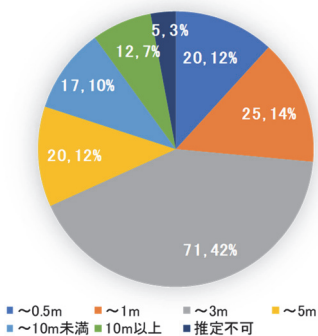
図-1 対象事例の主要諸元（その1）



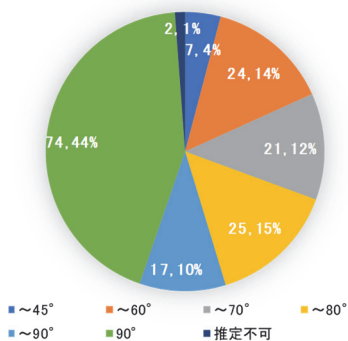
(e) 延長



(f) 基礎形式



(g) 土かぶり



(h) 斜角

図-1 対象事例の主要諸元 (その2)

両坑口とも両側にウイングがあるものが65%、両坑口とも両側が擁壁に接続しているものが18%で、これらのいずれかのものが80%以上を占めた。

設計法 (図-1(d)) は、カルバートの設計に関する指針やマニュアル類で、当該カルバートの設計で参照したと推定されるものについてまとめている。供用開始年度等が不明なため「推定不可」としたものが全体の30%を占めるが、その多くは資料中の写真の様子からも、古い構造物で建設や供用開始当時の情報が残っていないものと考えられた。ヒンジ式アーチカルバートのような近年開発された工法のものについては独自のマニュアル、それ以外については、設計当時の最新の道路土工指針に基づいていると考えられる。最も古い昭和31年11月の「道路土工指針」から平成22年3月発刊で現行の「道路土工—カルバート工指針 (平成21年度版)」まで幅広く分布しており、比較的新しい構造物にも変状が見られる。

延長 (図-1(e)) については、15m以上50m未満が68%を占めた。場所打ちボックスカルバートでは一般に継手間隔は10~15m程度であり、1、2箇所程度の継手を有する事例が多かった。

基礎形式 (図-1(f)) では、点検調書等から読み取りや推定できたものは全体の36%であったが、その中の大部分が直接基礎であった。

土かぶり (図-1(g)) は、「カルバート上面から路面までの高さ」として、「道路土工—カルバート工指針 (平成21年度版)」⁹⁾でも定義され、カルバートの設計上重要な指標となる。対象事例の範囲では0.5m以上3m未満が56%を占めたが、0.5mに満たないものから10m以上まで幅広く分布した。

斜角 (図-1(h)) は、カルバートと上部道路の中心軸が交わった時の鋭角の大きさで、両者が直交すれば90°、平行になれば0°となる。一般に直交する(斜角90°)のが構造上望ましいが、小さな斜角で交わらざるを得ない場合もあり、その際に偏土圧の影響を受けることがある。全体の44%は斜角が90°であったが、それよりも小さな斜角のものが55%あり、45°に満たない小さなものも見られた。

4. 変状とその要因の傾向

対象事例の範囲では、耐久性低下や利用者被害が懸念される事例はあったが、即座にカルバート内空や上部道路の機能を損なうような事例はなかった。

多く見られた変状を順に並べると表-1 のようになる。表-1 の件数および割合は、平成30年度までに対象とした

計 170 のカルバートのうち、各変状が確認された件数および割合であり、1 つのカルバートで複数の変状が同時に見られていることがほとんどである。頂版と側壁の両方にひびわれが見られたものが多く、継手部材の劣化・破損、コンクリートの剥離や鉄筋露出、遊離石灰等も多く見られている。

また、カルバートの設計・施工上注意を要する立地条件、推定される変状要因について、表-2、表-3 に該当が多い順に示す。表-2、表-3 の件数および割合も、対象とした 170 のカルバートのうち、各事項に該当する件数および割合である。1 つのカルバートで複数の事項に該当する場合は、それぞれの事項の件数に含まれている。

表-2 の立地条件への該当は、点検調書や技術相談資料上に記載の情報から確認したほか、これらに情報がなく以下のように推定したものも含む。

- ・斜角：Google Earth 上での判別、点検調書の変状図に示されたカルバート坑口の形状をもとに推定
- ・寒冷地：所在地が（公社）雪センターの HP の積雪寒冷地域の地図⁷または国土交通省北陸雪害対策技術センターの「雪国 日本」に示される「日本の積雪寒冷地域図」⁸で寒冷地に該当することの確認。対象事例の範囲では、北海道、東北地方、北陸地方のほか、山梨県、長野県の事例が該当。
- ・土かぶり：点検調書の写真や Google Earth の標高からの類推
- ・塩害の影響地域に該当：所在地が「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」⁹、¹⁰および「道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋・コンクリート部材編」¹¹、¹²の塩害の影響地域に含まれることの確認

表-3 の推定される変状要因は、点検調書や技術相談資料の記載や写真・図面等から以下のように分類した。そのため、必ずしも正確な要因ではない可能性もあるが、ここでは大まかな傾向を分析する目的で整理した。

- ・コンクリート材料に起因する要因：コンクリートの強度発現機構や材料特性に起因する変状（温度応力ひびわれ、乾燥収縮ひびわれ）、鉄筋かぶり不足が考えられる変状（コンクリートのうき・剥離・鉄筋露出等）、コンクリート打設不良と考えられる変状（ジャンカ、打継ぎ目の不良等）など
- ・継手部材の経年劣化：継手部材に経年劣化と考えられる変色や傷が見られたもの
- ・活荷重の影響：カルバート頂版の中央部に縦断方向のひびわれが多数見られたもので、土かぶりが概ね 2.5m 以下のもの

・盛土の変形：継手部やウイング取付部の開き・ずれからカルバートブロックやウイングの変位が疑われるもの、上部道路路面に亀裂や段差の見られたものなど

・基礎地盤沈下：継手部を境とした頂版や内空道路路面の段差から基礎地盤沈下が疑われるものや、カルバート沈下量観測の結果基礎地盤沈下が確認されたもの

表-1 確認された変状形態と該当割合

変状形態	該当件数 (割合)
頂版のひびわれ	142 (83.5%)
側壁のひびわれ	128 (75.3%)
頂版の剥離・鉄筋露出	95 (55.9%)
継手部材の劣化・破損	80 (47.1%)
頂版の漏水・遊離石灰	78 (45.9%)
側壁の漏水・遊離石灰	75 (44.1%)
ウイングのひびわれ・剥離	75 (44.1%)
側壁の剥離・鉄筋露出	74 (43.5%)
錆汁	46 (27.1%)
継手部の開き・ずれ	37 (21.8%)
カルバート内空への土砂の流入・水溜り	35 (20.0%)
内空道路の亀裂・段差	33 (19.4%)
排水施設の不具合	28 (16.5%)
継手部のずれ (水平方向)	27 (15.9%)
カルバートブロックの不同沈下	24 (14.1%)
土砂の堆積	18 (10.6%)
カルバートブロックの水平変位	18 (10.6%)
上部道路の亀裂・段差	16 (9.4%)
継手部のずれ (鉛直方向)	15 (8.8%)
カルバートブロック間の段差	15 (8.8%)
ウイングの水平変位	7 (4.1%)
ウイング取付部の開き	7 (4.1%)
頂版・側壁の傾斜	6 (3.5%)
ウイングの鉛直変位	3 (1.8%)

表-2 設計・施工上注意を要する立地条件

立地条件	該当件数 (割合)
斜角 (90 度未満)	94 (55.3%)
寒冷地	83 (48.8%)
軟弱地盤	72 (42.4%)
傾斜地盤	51 (30.0%)
集水地	47 (27.6%)
土かぶりが 0.5m 未満または 10m 超	16 (9.4%)

表-3 推定される変状要因

材料・施工条件	該当件数 (割合)
コンクリート材料に起因する要因	163 (95.9%)
継手部材の経年劣化	70 (41.2%)
活荷重の影響	48 (28.2%)
盛土の変形	39 (23.0%)
基礎地盤の沈下	36 (21.2%)
偏土圧の影響	28 (16.5%)
塩分の飛来	24 (14.1%)
上載土圧の影響	13 (7.6%)
凍上	8 (4.7%)
洗掘	4 (2.4%)

- ・偏土圧の影響: カルバート片側に集中して縦断方向のひびわれが見られたもの
- ・塩分の飛来: 塩害の影響地域に該当するもの他、内空道路路面に凍結防止剤を使用していることが想定されるカルバートで、内空の附属物の鋼材の腐食が見られ、飛来塩分の影響を受けたことが考えられるもの
- ・上載土圧の影響: カルバート頂版の中央部に縦断方向のひびわれが多数見られたもので、土かぶりが概ね7m以上のもの
- ・凍上: 寒冷地で上部道路路面全体にわたり幅の大きなひびわれが見られたもの
- ・洗掘: 水路カルバート坑口付近の基礎地盤が水の流れて侵食され、底版直下に空洞が広がったもの

表-2より、1つのカルバートで、複数の事項に該当する場合もあるが、過半数が何らかの注意を要する立地条件にあったことがわかる。

表-3より、各種変状要因のうち、コンクリート材料に起因する要因には9割以上のカルバートが該当した。これに次いで、継手部材の経年劣化、活荷重や盛土の変形が該当するカルバートが多かった。

5. 各部材・各部位の変状と要因

部材や部位毎に主に以下のような変状が見られた。それぞれ、点検調書や技術相談資料にある写真やスケッチ等から確認される特徴、推定される要因、当該変状が多く見られた条件（立地、供用開始時期等）の関係を整理する。

5.1 頂版のひびわれ

カルバート頂版のひびわれについては、①カルバート中央付近に比較的狭い間隔で見られる縦断方向のひびわれ、②中央付近であってもカルバート横断方向も含め不規則に見られるひびわれ、③坑口付近に見られるひびわれが多かった（図-2(a)および写真-1）。

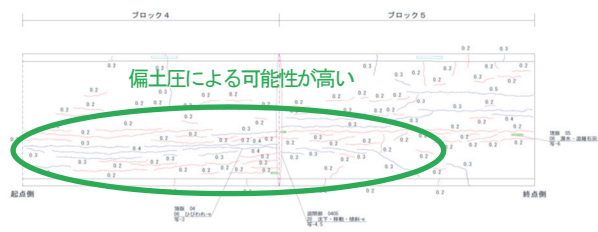
①については上載荷重の影響が考えられた。①が見られた事例では、概ね土かぶりが2.5m以下または7m以上であった。土かぶりが7m以上の一部の事例を除き、カルバートの上部は道路となっていた。土かぶりが2.5m以下の事例では主に活荷重、土かぶりが7m以上の事例では主に上載土圧の影響が考えられる。

②および③については、乾燥収縮や温度応力が主な要因と考えられるものであり、ほぼ全てのカルバートで見られた。

その他、斜角が90度未満のカルバート、上部道路と直交していてもカルバート坑口の形状が対称形でないカルバート等では、ひびわれがカルバートの片側に集中してい



(a) 上載荷重によるひびわれおよび乾燥収縮または温度応力によるひびわれ



(b) 横断方向片側に集中したひびわれ
図-2 頂版のひびわれの例



(a) 上載荷重によると考えられる軸方向ひびわれ
(本写真は活荷重による例)



(b) 乾燥収縮によると考えられる不規則なひびわれ
写真-1 頂版のひびわれの例

るのが見られた(図-2(b))。これについては、偏土圧が影響していると考えられる。

頂版には上述のように特徴の異なる複数のひびわれが同時に生じていることも多く、発生要因の適切な推定が必要である。

5.2 側壁のひびわれ

側壁のひびわれについては、底版から立ち上がる、または頂版から下に向かう鉛直ひびわれで、数10cmないし2~3m程度の間隔で発生したものが多かった(写真-2および図-3)。これらは、温度応力または乾燥収縮によるひびわれと考えられた。

一方、少数ではあるが、水平方向や斜め方向に入るひびわれが確認された事例や、局所的に幅や長さの大きなひびわれが見られた事例もあった。水平方向のひびわれはコールドジョイント、斜め方向のひびわれは不同沈下が要因と考えられた。局所的で大きなひびわれについては、ひびわれの方向や長さ等の特徴も事例毎に異なり、施工不良や供用後に衝突等の荷重を受けることがなかったか個別に確認が必要と考えられる。

側壁のひびわれは、温度応力や乾燥収縮のようなコンクリートの材料特性に起因するものか、施工条件や供用後に受けた荷重によるものかで、部材やカルバートの耐久性への影響が異なると考えられるため、発生要因の適切な推定が必要である。



写真-2 側壁の鉛直方向ひびわれの例

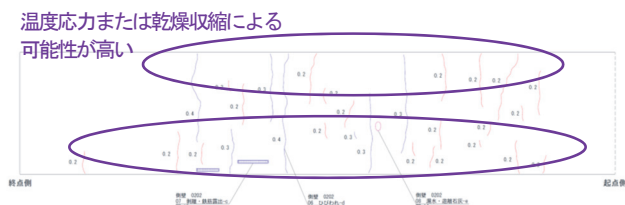


図-3 側壁のひびわれの例

5.3 ウイングのひびわれ

ウイングのひびわれでは、亀甲状で茶褐色の変色がある



(a) アルカリ骨材反応によるひびわれ



(b) 乾燥収縮によるひびわれ

写真-3 ウイングのひびわれの例

もの(写真-3(a))や不規則で変色のないもの(写真-3(b))が多く見られた。それぞれ、アルカリ骨材反応、乾燥収縮が主な要因と考えられる。

5.4 材料劣化に伴うコンクリート部材の変状

頂版、側壁、ウイングのコンクリート部材において、コンクリートのうき・剥離や鉄筋露出、錆汁が生じて、利用者被害防止の観点からも措置を要する状態が見られた(写真-4(a)、(b))。これらは、鉄筋かぶりの不足で鉄筋が空気や水に触れて腐食・膨張し、コンクリートが押し出されることや、車両の衝突等によるコンクリート面の欠損に伴って生じていると考えられる。その他、漏水や遊離石灰も見られた(写真-4(c))。

こうしたコンクリート部材の変状は、ひびわれから派生したものや、5.5に後述する継手部の変状から進展したものの、つまり、変状した継手部からの常時や多量の漏水の影響で、遊離石灰、うきや剥離が生じたものもあった。ひびわれや継手部の変状が、うき・剥離、鉄筋腐食等、利用者被害や耐荷力不足のおそれがある状態へ進展することがないか、経過観察が必要である。

5.5 カルバート継手部の変状

継手部の変状も多く見られた。写真-5(a)のように、継手部に用いられる止水材の破損やそこからの漏水として確



(a) コンクリートのうき・剥離および鉄筋露出



(a) 継手部材の劣化と漏水



(b) 錆汁



(b) 継手部からの土砂の流入



(c) 遊離石灰



(c) 炭酸カルシウムが浮き出た例

写真-4 コンクリート自体の変状の例

認められることが多かった。破損した継手部から土砂の流入が見られる事例もあった（写真-5(b)）。漏水とともに炭酸カルシウムと考えられる白い塊が継手部付近に浮き出て見え、点検調書上で「遊離石灰」と報告された事例も多かった（写真-5(c)）。継手部からの漏水の著しい寒冷地のカルバートにおいては、冬季に漏水が凍結して大きな氷柱を生じた例も見られた（写真-5(d)）。

漏水の他には、継手部の両側での頂版や側壁の段差、継手部の開きが見られ、段差や開きの大きさが空間的に偏っている場合もあった。

このように継手部の変状の現れ方は多様であるが、大きくは部材の劣化・破損のみのものと、継手部の開き・ずれ



(d) 頂版継手部の氷柱

写真-5 継手部からの水や土砂の流入の例

を伴うものに分けられる。前者の要因には止水材の経年劣化が考えられる。対象事例の範囲でも、経年劣化による変状が見られたのは供用開始年の新しいものでも2006年頃と10年以上が経過し、継手部について補修歴がないと考えられるものであった。後者の要因としては、基礎地盤の沈下やそれに伴うカルバートブロックの沈下、盛土の変形に伴うカルバートブロックの変位などが考えられた。



(a) 止水材の劣化・破損および水の流出



(b) カルバートとウイングの表面の段差



(c) 盛土とウイングの隙間

写真-6 ウイング取付部の変状の例

5.6 ウイング取付部の変状

事例数としては少ないが、ウイング取付部の変状も確認された。ウイングがカルバートに取り付けられる部分における止水材の劣化・破損、そこからの水や土砂の流出として確認される場合(写真-6(a))や、ウイングとカルバートの面の段差として確認される場合(写真-6(b))があった。その他、盛土への取付部に隙間を生じている場合(写真-6(c))もあった。

これらの変状は5.5に示した継手部の変状とも類似しており、止水材の劣化・破損のみの場合は止水材の経年劣化が考えられる。一方、取付部のずれ・開きを伴う場合は、基礎地盤の沈下やそれに伴うウイングの沈下、盛土の変形に伴うウイングの変位などが考えられた。

5.7 排水施設の不具合

排水施設の不具合として、カルバートブロック間等に設けられた導水工の破損による漏水(写真-7(a))、排水溝への土砂の詰まり(写真-7(b))が見られた。

導水工の破損には、部材の経年劣化や供用後に受けた衝突等の荷重により損傷や変形したと考えられるものが見



(a) 導水工の破損による漏水



(b) 排水溝の土砂詰まり

写真-7 排水施設の不具合

られた。また、継手部材と同様にカルバートブロック間に設けられる場合も多いため、取付が適切でなかった、あるいはカルバートブロックの沈下や変位に追従できなかったと考えられる部分から漏水が見られた事例もあった。導水工前後のカルバートブロックの沈下や変位に伴う漏水の要因としては、基礎地盤の沈下や盛土の変形が考えられた。

排水溝の詰まりを生じる土砂は、継手部の開きからの流入や導水工からの漏水に混じって流入するほか、坑口付近で侵食された土砂が風などによって流入し、長期的に堆積していると考えられた。

5. 8 底版の変状

底版の変状は、道路カルバートであれば舗装により保護されて変状しない、あるいは目視できないことにより、施工時の荷重によるひびわれ発生が判明した場合等を除けば報告されることはほとんどないと考えられる。

ただし、対象事例のうち4事例ではあるが、水路カルバートにおいて、カルバート直下の基礎地盤が洗掘を受け、空洞となっている事例（写真-8）が見られた。



写真-8 底版直下の洗掘による空洞

5. 9 内空道路路面の変状

内空道路路面の主な変状は舗装面の亀裂・段差であったが、大きく分けて継手位置に沿って内空道路横断方向に生じたもの、内空道路路面全体に生じたもの、局部的、不規則に生じたものが見られた。

継手位置に沿ったものについては、カルバートブロックの沈下や変位に追従して生じたと考えられた（写真-9(a)）。この要因として、盛土の変形や基礎地盤の沈下が考えられる。

全体に生じたものについては、凍結融解が要因と考えられた（写真-9(b)）。舗装面の亀裂と併せて、凍結融解に備えて内空道路路面に散布される凍結防止剤の塩分により、照



(a) 継手位置に沿った亀裂・段差



(b) 凍結融解による亀裂

写真-9 内空道路路面の亀裂・段差

明器具等の付属物の取付部が腐食しているのが見られる場合もあり、利用者被害防止の観点からも注意を要すると考えられた。

局部的、不規則なものについては、舗装材の劣化によるものと考えられた。

5. 10 上部道路路面の変状

上部道路路面の主な変状も舗装面の亀裂・段差であったが、大きく分けて上部道路を横断するようにカルバートと盛土の境界に沿って生じたもの（写真-10(a)）、上部道路縦断方向も含めて幅の広い亀裂が生じたもの（写真-10(b)）、局部的、不規則に生じたものが見られた。

カルバートと盛土の境界に沿うものは、盛土の不同沈下により発生したことが考えられる。寒冷地において縦断方向等に幅の広い亀裂が生じたものは凍上による影響と考えられる。局部的、不規則なものは、舗装材の劣化によるものと考えられる。



(a) カルバートと盛土の境界に沿った亀裂



(b) 上部道路縦断方向も含む亀裂

写真-10 上部道路路面の亀裂・段差



(a) ヒンジ式アーチカルバート側壁のひびわれの例



(b) ヒンジ式アーチカルバートウイングのひびわれの例

写真-11 新形式カルバートの変状の例

5. 11 新形式のカルバートの変状

ヒンジ式アーチカルバートのような新形式のカルバートでは、大部分を占める場所打ちボックスカルバートとは異なる変状が見られた。写真-11 (a) は、ヒンジ部を有するプレキャストアーチカルバートの側壁に無数のひびわれが生じた例である。温度応力ひびわれや乾燥収縮ひびわれ(写真-2、図-3)とは、発生状況が明らかに異なる。斜角に伴う偏土圧により側壁のアーチに曲げが生じたものと考えられる。

また、写真-11(b)は、アーチ頂部付近のウイングに鉛直方向に幅・長さの大きなひびわれが入った例である。ウイングのひびわれで多く見られた乾燥収縮やアルカリ骨材反応によると考えられるひびわれ(写真-3)とは異なり、構造形式に特有の応力条件等が要因になったとも考えられる。

新形式のカルバートでは、多数のブロックが連結や接合された箇所が多く、盛土の変形や基礎地盤の沈下の影響を受けて開きや段差の発生、隣接するブロック同士が引き合い欠損の発生も想定される。内空への水や土砂の流入、

ブロックの強度不足等への進展可能性がある変状の起こりやすい箇所が多いといえるので、見逃さず、適切な措置につなげる必要が考えられる。

供用開始年が2000年以降のものが多く比較的新しい構造形式のため事例が少ないが、今後注意すべき変状の1つになると考えられる。

6. カルバート変状に関するフォルトツリー(変状までの部分)

平成29年度にカルバートの各種変状形態と要因、素因の関係をまとめたフォルトツリーを作成したが、平成30年度には変状事例分析の対象事例追加も踏まえ、妥当性の確認を行った。以下に示す各フォルトツリーは、この結果を反映したものである。

5. ままでカルバートの部材別・部位別の各種変状と考えられる要因を整理した結果をもとに、カルバートに関するフォルトツリーを検討している。

ここでのフォルトツリーでは、図-4のように、素因を背景に、各種変状の要因となる作用や現象が起こり、変状

が発生、進展した場合の機能への影響に至るまでの経路を整理した。各部位・部位の変状が進展しても、耐久性低下や利用者被害は懸念されるが、必ずしも機能喪失には至らない場合も考えられる。一方、変状の種類によっては、耐久性低下・利用者被害・機能喪失が同時に発生することも、直接または耐久性低下や利用者被害を生じ得る状態を経て機能喪失に至ることも考えられる（図-4）。

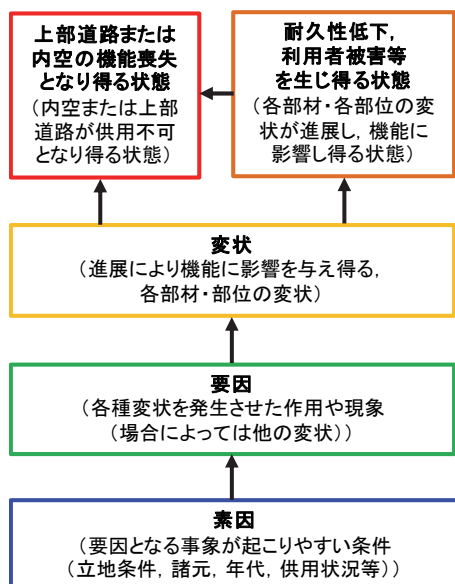


図-4 フォルトツリーイメージ

以下、フォルトツリー全体のうち、各変状に至るまでの経路（素因→要因→変状）の部分を整理した。なお、ここでの変状の要因や素因は、対象事例において推定できた範囲のものである。

6.1 コンクリート部材のひびわれ

5.1 より、頂版のひびわれの要因としては、主に、乾燥収縮、温度応力、活荷重、上載土圧、偏土圧が考えられる。

乾燥収縮、温度応力は、コンクリートの強度発現機構上生じるものである。活荷重および上載土圧によるひびわれは土かぶりの影響を受け、それぞれ2.5m以下、7m以上において生じやすかった。活荷重によるひびわれは、上部道路の交通量や施工中の荷重の影響も受けると考えられる。

土かぶり2.5m以下のカルバートの中でも、比較的土かぶりが薄く、上部道路の交通量が昼夜12時間自動車類交通量10,000台、大型車混入率20%を超えるような条件に設置されたカルバートでは、ひびわれの本数も多く、開口幅が1mm前後のひびわれも含まれる傾向であった。

偏土圧が疑われるひびわれは、斜角を有する、または坑

口形状が非対称な立地条件で見られた。偏土圧が疑われた28事例のうち26事例、つまり92.8%が斜角を有しており、斜角を有する割合は全170事例中の斜角を有する割合(55.3%)に比べて約1.7倍となった。

また、偏土圧が疑われた28事例のうち16事例、つまり57.1%が傾斜地盤に設置されており、全170事例中の傾斜地盤に設置される割合(30.0%)に比べると多かった。

5.2 より、側壁のひびわれの要因として偏土圧や不同沈下が考えられる事例も若干あったが、ほとんどは乾燥収縮または温度応力によるものであると考えられる。これらはコンクリートの強度発現機構によるものである。

5.3 より、ウイングのひびわれの要因の多くは、乾燥収縮やアルカリ骨材反応であり、コンクリートの強度発現機構や打設条件によるものである。

これらは、対象としたカルバート変状事例において主に見られたひびわれとその発生要因・素因のパターンであり、コンクリート構造物としては他のパターンも想定して点検する必要があると考えられる。例えば、不同沈下、凍害、コールドジョイント、施工時の荷重等によるひびわれも想定される。また、偏土圧によるひびわれは、必ずしも頂版のみに現れるのではなく、片側の側壁にひびわれ本数が多くなる形で現れることなども想定される。

そこで、頂版・側壁・ウイングの各コンクリート部材のひびわれについて、変状経路をまとめたフォルトツリーは図-5のようなものが想定される。ひびわれは、カルバートが偏土圧や盛土の変形のような外力を受ける構造的要因で発生する場合と、コンクリートの強度発現機構や打設不良のような材料的要因で発生する場合があります。図-5ではこれらを分けて示した。

6.2 材料劣化に伴うコンクリート部材の変状

5.4 より、頂版、側壁、ウイングの各コンクリート部材において、ひびわれ以外に見られた漏水、遊離石灰、欠損、うき、剥離、鉄筋露出、錆汁等の各種変状の要因には、コンクリートの打設不良、衝突、鉄筋かぶり不足、鉄筋腐食等が考えられた。これらの各種変状やその要因と考えられる事象は、コンクリートが水に触れやすい環境において促進されると考えられる。

頂版または側壁の漏水・遊離石灰、剥離・鉄筋露出が見られた事例のうち集水地に立地する割合は、表-4に示すとおり、全体での割合に比べて高い。集水地に設置されることでコンクリート部材の変状が進展しやすくなると考えられる。

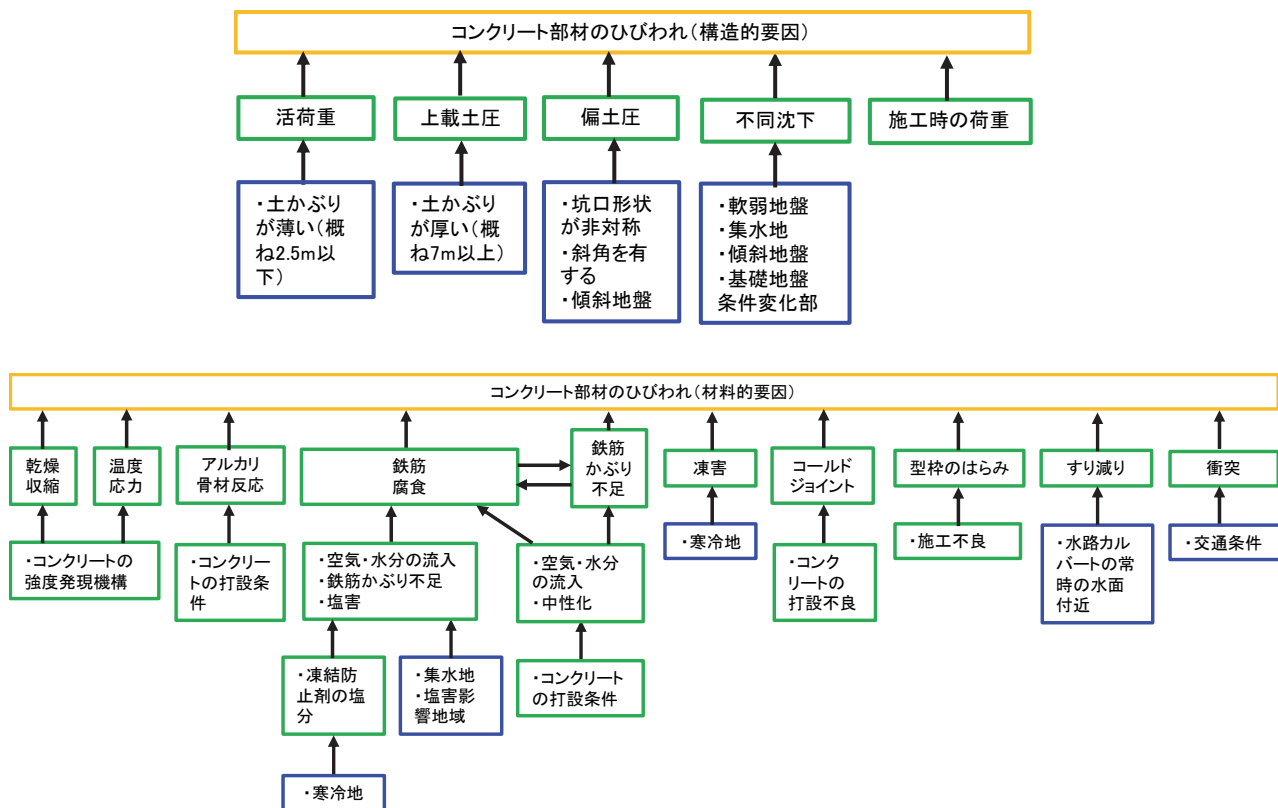


図-5 コンクリート部材ひびわれへの経路

表-4 コンクリート部材の変状と集水地への該当状況

コンクリート部材の変状	集水地への該当 (変状ありの事例中)	集水地への該当 (全体)
頂版の漏水	(24/78) = 30.8%	(47/170) = 27.6%
側壁の漏水	(30/75) = 40.0%	
頂版の剥離	(32/95) = 33.7%	
側壁の剥離	(23/74) = 31.1%	

その他、コンクリート部材の変状がひびわれや継手部の変状、破損した導水工からの漏水を契機に進展した事例も見られるので、これらが発生しやすい条件もコンクリート部材変状の素因になると考えられる。

以上より、変状経路は図-6 のように整理される。

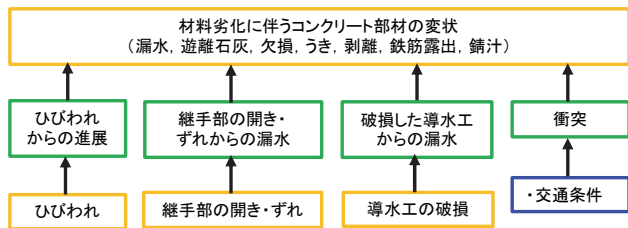


図-6 コンクリート部材の変状への経路

6.3 カルバート継手部の変状

5.5 より、継手部の変状には経年劣化による止水部材の劣化・破損のみのものと、開き・ずれを伴い、盛土の変形や基礎地盤の沈下が要因と考えられるものがあった。

後者が生じやすい立地条件としては、軟弱地盤、集水地、傾斜地盤が想定された。そこで、軟弱地盤、集水地、傾斜地盤に立地する割合について、盛土の変形や基礎地盤の沈下が考えられた事例に対する割合と、全体での割合を表-5 のとおり比較した。その結果、盛土の変形や基礎地盤の沈下が考えられる場合に限定すると、軟弱地盤および集水地に立地する割合が高くなるが、傾斜地盤に立地する割合は高くならなかった。軟弱地盤や集水地では盛土の変形や基礎地盤の沈下が起こりやすくなると考えられる。

その他、少数ではあるが、カルバート縦断方向や横断方向で支持地盤までの厚さにばらつきがあるなど、基礎地盤条件の変化により不同沈下が生じたと考えられる事例もあった。

以上より、変状経路は図-7 のように整理される。

表-5 軟弱地盤等に立地する割合

	軟弱地盤	集水地	傾斜地盤
盛土の変形が疑われる 39 事例中	23/39 =59.0%	18/39 =46.2%	12/39 =30.8%
基礎地盤の沈下が疑わ れる 36 事例中	26/36 =72.2%	14/36 =38.9%	6/36 =16.7%
全 170 事例中	72/170 =42.4%	47/170 =27.6%	51/170 =30.0%

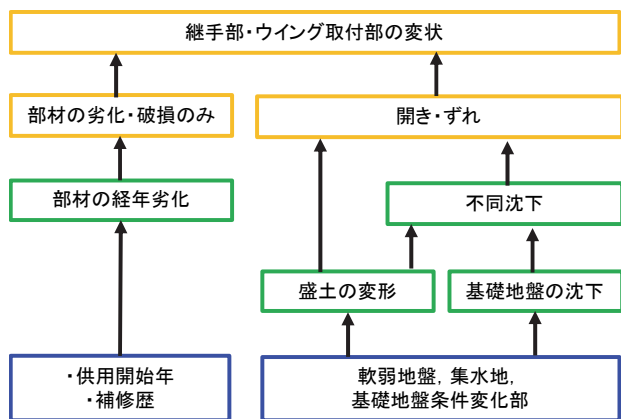


図-7 継手部の変状への経路

6. 4 ウィング取付部の変状

5. 6 より、ウィング取付部の変状は継手部の変状と類似しており、開き・ずれがカルバートブロック間ではなく、カルバートや盛土とウィングの間で生じた状況といえる。

要因として、盛土の変形や基礎地盤の沈下が考えられ、

6. 3 で前述のとおり、軟弱地盤や集水地、基礎地盤条件の変化部に該当しやすい。そのため、変状経路はカルバート継手部（図-7）と同様に整理される。

6. 5 排水施設の不具合

5. 7 より、排水施設の不具合には、カルバートブロック間に設けられた導水工からの漏水で、経年劣化や衝突を受けたことによる部材の破損によるもの、取付不良のもの、軟弱地盤や集水地での盛土の変形や基礎地盤の沈下が要因と考えられるものがあつた。また、継手部の開きやずれによる隙間から流入した水や土砂、カルバート付近で侵食された土砂が風等により流入して溜まり、排水溝が詰まったものがあつた。そのため、変状経路は図-8 のように整理される。

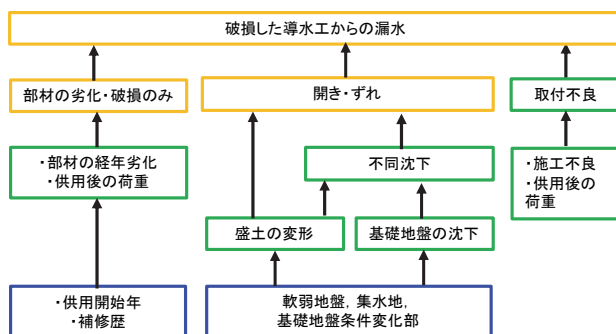
6. 6 底版直下の空洞発生

5. 8 に示した、水路カルバート坑口付近の基礎地盤が洗掘を受け、底版直下に空洞ができた 4 事例は全て集水地に立地し、うち 2 事例は傾斜地盤の立地していた。対象事例の範囲では水路としての供用を含むカルバートは 25 事例あつたが、そのうち集水地のものが 24 事例（96.0%）、

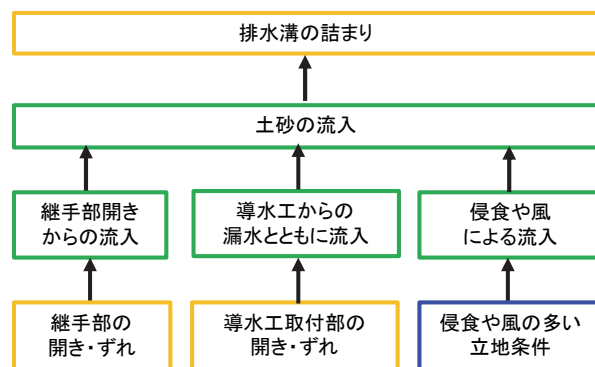
傾斜地盤のものが 11 事例（44.0%）であつた。集水地や傾斜地盤に立地する割合が、全 170 事例に対する割合（集水地：27.6%、傾斜地盤：30.0%）に比べると高い。水路カルバートがその目的から集水地や傾斜地盤といった、洗掘を受けやすい立地条件となる傾向にあつたと考えられる。

また、対象とした 170 事例中では該当がなかつたが、不同沈下によって底版直下に空洞が発生することも考えられる。

以上を踏まえ、変状経路は図-9 のように整理される。



(a) 導水工の破損による漏水への経路



(b) 排水溝の詰まりへの経路

図-8 排水施設の不具合への経路

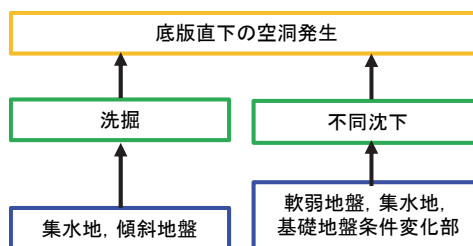


図-9 底版直下の空洞発生への経路

6. 7 内空道路路面の変状

5. 9 より、継手位置に沿った内空道路路面の亀裂は、盛土の変形や基礎地盤の沈下を要因とした継手部の開き・ずれによるもので、軟弱地盤や集水地で発生しやすいと考えられる。凍結融解による亀裂は寒冷地において、舗装材の劣化による亀裂は内空の交通等、供用状況に応じて生じると考えられるため、変状経路は図-10のように整理される。

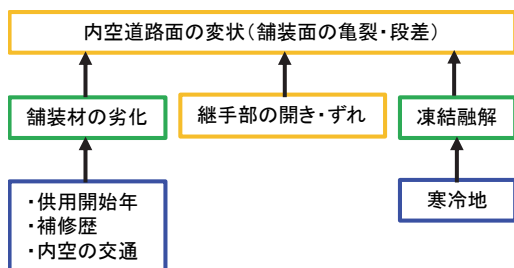


図-10 内空道路路面の変状発生への経路

6. 8 上部道路路面の変状

5. 10 に示した、背面盛土の沈下によると考えられる上部道路路面の亀裂は軟弱地盤や集水地、凍上によると考えられる亀裂は寒冷地で発生しやすいと考えられる。舗装材の劣化による亀裂は上部道路の交通等、供用状況に応じて生じると考えられる。これらの他、継手部やウイング取付部が開いた隙間からの盛土材流出が進んで盛土内が空洞化した場合にも、上部道路路面の亀裂発生が想定される。以上より、変状経路は図-11のように整理される。

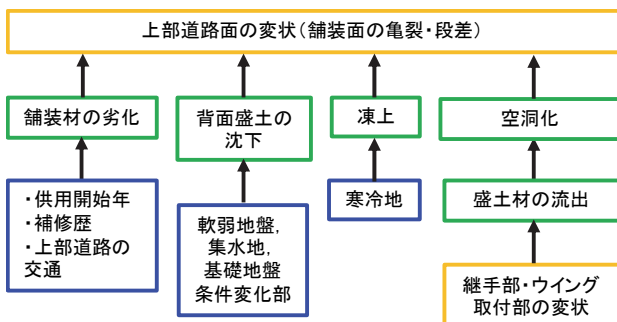


図-11 上部道路路面の変状発生への経路

7. 偏土圧がカルバートのひびわれに与える影響

カルバートの変状事例について整理する中で、5. 1 および6. 1 でも述べたとおり、頂版の片側に集中した縦断方向ひびわれも比較的多く見られた。こうした事例では、斜角を有する場合や、坑口付近の盛土の形状が非対称である

場合など、周辺地盤からカルバートに作用する土圧の分布が非対称となる偏土圧による影響が現れたと考えられた。そこで、偏土圧による影響を確認するため、周辺盛土の形状とひびわれの集中する位置との関係について整理を試みた。

7. 1 縦断方向ひびわれの集中と坑口の形状

頂版の片側に縦断方向ひびわれの集中が見られた事例は、主に斜角を有するカルバートであった。斜角を有するカルバートにおける坑口の形状は、主に上部道路中心線の方角と平行となっている形状(図-12)、斜角が小さく、かつ土かぶり厚が厚く片側坑口が盛土のり面から突出している形状(図-13)が見られた。

前者の場合、坑口付近の頂版の先端が鋭角である側に縦断方向ひびわれが集中する傾向であった(図-12)。カルバート本体が斜角を有し左右対称ではないことや、ウイング形状の違いによる左右の水平土圧の違い等が影響している可能性が考えられる。

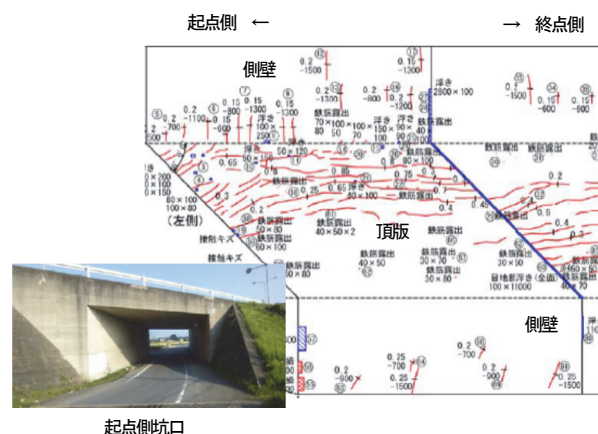


図-12 斜角を有するカルバート(上部道路中心線と平行な形状)

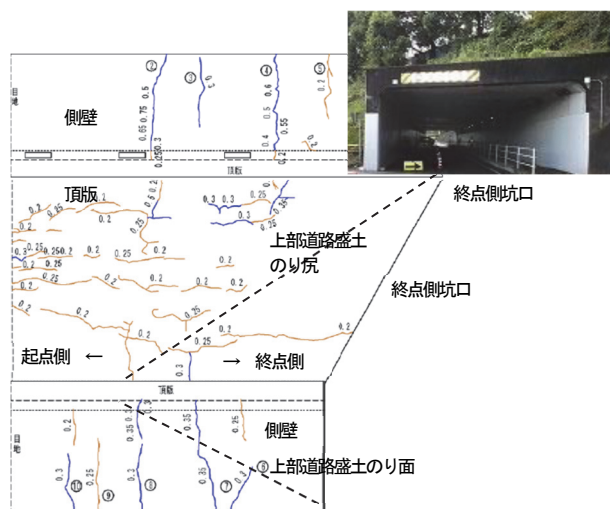


図-13 斜角を有するカルバート(片側坑口が突出した形状)

後者の場合、カルバート横断面で見ると、上部道路盛土のり面下の左右の側壁の位置で土かぶり差が生じる。土かぶりが大きくなる側の頂版（図-13の上側）に、縦断方向ひびわれの若干の集中が見られた（図-13）。

一方、両者とも側壁のひびわれは主に温度応力や乾燥収縮によるものと考えられ、両側の側壁で特徴的な違いは見られなかった。

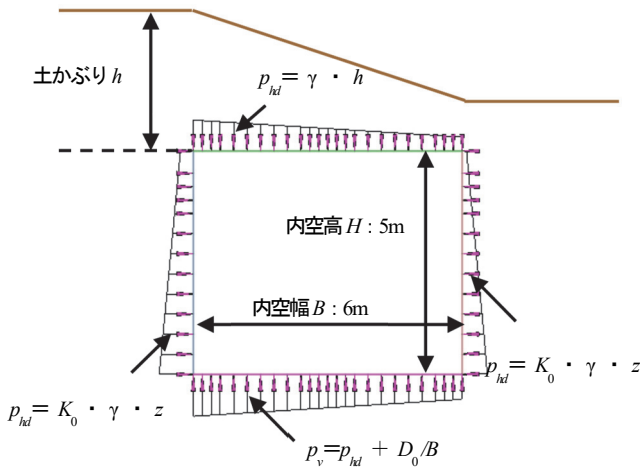
7.2 断面力分布とひびわれの集中の関係

7.1より、カルバート頂版の片側に縦断方向ひびわれが集中する状況では、カルバート本体が非対称である影響の他、カルバートの左右で土かぶりや裏込めの範囲が異なり、カルバートに作用する土圧が非対称であることが影響している可能性が考えられた。

そこで、一般的なボックスカルバートの両側で土かぶりや水平土圧係数が異なる状況を想定し、簡易な試算で求めた各部材に作用する曲げモーメント分布と、7.1の事例でひびわれの集中した位置との関係を確認した。

表-6 試算で考慮した諸元

土の単位体積重量	19kN/m ³ (砂質土)
鉄筋コンクリートの単位体積重量	24.5kN/m ³
頂版厚	0.5m
側壁厚	0.6m
底版厚	0.7m



- p_{hd} : 上載土による鉛直土圧 (kN/m²)
- γ : 土の単位体積重量
- p_{hd} : 地表面からの深さ z における水平土圧 (kN/m²)
- K_0 : 静止土圧係数
- p_v : 底版反力 (kN/m²)
- D_0 : 底版を除くカルバート単位長さ当たりの重量 (kN/m)

図-14 非対称な土圧分布

試算では、内空幅 6m、内空高 5m の一連ボックスカルバートを例に、表-6 に示す諸元を考慮して各部材に生じる曲げモーメントの分布を求めた。断面両側の土かぶりおよび水平土圧係数が等しく、周辺盛土からの荷重分布が対称である場合を基本に、断面の両側で土かぶりや水平土圧係数が異なることにより図-14 の例のように周辺盛土からの荷重分布が非対称となる場合を想定して、各部材に生じる曲げモーメント分布の相対的な違いに着目した。曲げモーメントはカルバート内空側に引張を生じさせる方向を正とした。

左右両側とも土かぶり 3m の場合を基本に右側の土かぶりのみ 2m、1m、0m と低くなる条件、左右両側とも土かぶり 1m、水平土圧係数 0.5 の場合を基本として右側のみ水平土圧係数を 0.3、0.7、1.0 と変えた条件で試算した。本来は上部道路の活荷重の影響も受けるが、ここでは周辺盛土による荷重による影響に着目したため、考慮していない。

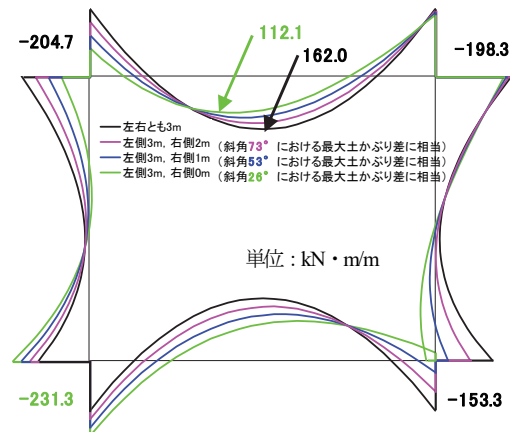


図-15 右側の土かぶりによる曲げモーメント分布の違い

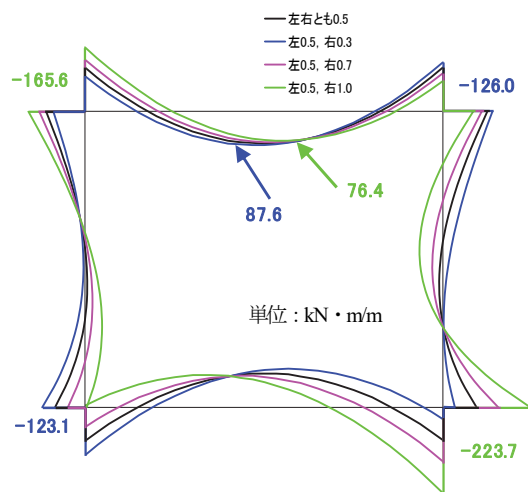


図-16 右側の水平土圧係数による曲げモーメント分布の違い

左右とも土かぶりが3mある状態から右側の土かぶりが低くなるほど、頂版の曲げモーメントが最大となる位置は土かぶりの高い左側へずれた(図-15)。図-13の事例で縦断方向ひびわれが集中したのも土かぶりが高い方に寄っており、曲げモーメントが最大となる位置と概ね整合していると考えられる。

左右とも土かぶりが1mで左側の水平土圧係数は0.5のまま右側の水平土圧係数を0.5より大きくすると、頂版の正の曲げモーメントが最大となる位置は、水平土圧の大きい右側へずれた(図-16)。

盛土形状の違いや、ウイング形状の違い等による左右の水平土圧の違いによって、頂版の片側に縦断方向ひびわれが偏って生じる可能性があることが推察される。

以上のように、偏土圧の影響により頂版のひびわれが集中する位置と、試算で頂版の曲げモーメントが最大となる位置は、概ね整合するものと考えられた。

8. まとめ

過去の技術相談案件、「シェッド・大型カルバート等定期点検要領」に基づく定期点検結果で確認されたカルバートの変状について、技術相談資料や点検調書の情報をもとに変状やその要因、立地条件との関連について整理し、各変状に至る経路(フォルトツリー)をまとめた。また、事例整理やフォルトツリーの内容については、事例が追加されるごとに、妥当性の確認や表現の見直しも行ってきた。

変状が確認されているカルバートは、建設時期が古いものから新しいものまでであるが、半分以上がカルバートの設計・施工上注意を要する立地条件に建設されていた。特に、軟弱地盤や集水地に建設されたカルバートでは、基礎地盤の沈下や盛土の変形を要因とする変状が起りやすくなり、その範囲も多岐にわたるので注意を要すると考えられた。

変状が確認された部材・部位は、頂版・側壁・ウイングの各コンクリート部材のほか、継手部、排水施設、内空道路路面、上部道路路面まで多岐にわたった。

変状の中でも、温度応力や乾燥収縮によるひびわれ、遊離石灰等、コンクリートの強度発現機構や材料特性に起因する変状や、鉄筋露出、頂版や側壁のうき・剥離等、鉄筋かぶりに起因する変状のように、コンクリート材料に起因するもののほか、継手部材の経年劣化のような材料的要因での変状も多く見られた。遊離石灰やうき・剥離、鉄筋露出のように水に触れると促進される変状は、集水地で多く見られる傾向にあったが、それ以外の変状については、特定の条件によらず発生する可能性が考えられる。

一方、ひびわれでも上載土圧や上部道路の活荷重によると考えられるもののほか偏土圧によると考えられるもの、基礎地盤の沈下や盛土の変形に伴うカルバートブロックの沈下や変位に起因すると考えられる各種変状(継手部やウイング取付部の変状、カルバートブロック間に設置された導水工の破損、内空道路路面や上部道路路面の亀裂等)のように、カルバートに作用した外力による構造的要因での変状も見られた。

平成30年度までに対象とした170のカルバートの中で、材料的要因のみ、構造的要因のみ、これら両方の要因で変状が生じたと考えられたのは、それぞれ、58件(34.1%)、6件(3.5%)、106件(62.4%)であった。

外見が似た変状でも、要因を適切に推定する必要性が確認された。例えば、継手部や導水工の変状に関しては、部材の経年劣化のみの材料的要因のものから、外力を受けて部材が破損した構造的要因のものまであり、要因の把握と措置を適切に行わないと土砂や水の流入にも進展し得るので、注意を要すると考えられる。舗装面の亀裂や段差についても、カルバートや盛土の沈下を伴うものと、局所的な舗装材の劣化では、措置の内容も大きく変わると考えられる。進展可能性が高い、進展した場合の影響が大きいなど、注意を要する変状を適切に把握する必要がある。

例えば、活荷重によると考えられる頂版のひびわれについては、土かぶりが薄く、上部道路の交通量が多い場合は、進展の可能性が高いと考えられる。偏土圧によるひびわれについても、特定の部分に集中して現れ、進展の可能性が高いと考えられる。

また、事例数としては少ないが、水路カルバートで基礎地盤が洗掘されて底版直下に空洞が進展した事例や、比較的新しい構造形式のカルバートで場所打ちボックスカルバートとは異なるひびわれが多く見られた事例もあり、今後注意すべきと考えられた。

これらの変状のうち、偏土圧による影響については、カルバート横断面に左右非対称な土圧を作用させて断面力分布を試算した。その結果、カルバート内空側に引張を生じさせる曲げモーメントの大きな部分と、偏土圧によると考えられるひびわれの集中した位置は概ね整合することを確認した。今後は、変状事例において、大きな曲げモーメントやひびわれの集中が想定される位置における部材応力の確認等行いたい。

その他、基礎地盤の沈下や盛土の変形による変状についても、事例をもとにした数値解析等で、実際に発生し得る状態や進展可能性等を確認したい。

参考文献

- 1) (国研) 土木研究所先端材料資源研究センター: 樋門・樋管のコンクリート部材における点検結果評価のポイント(案)、25p、平成28年3月
- 2) (国研) 防災科学技術研究所: J-SHIS 地震ハザードステーション、<http://www.j-shis.bosai.go.jp/googleearth>
- 3) 国土交通省 道路局: シェッド・大型カルバート等定期点検要領、61p、平成26年6月
- 4) 国土交通省 道路局 国道・防災課: シェッド、大型カルバート等定期点検要領、23p、平成26年6月
- 5) 国土交通省: 道路メンテナンス年報、http://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/yobohozen_maint_index.html
- 6) (社) 日本道路協会: 道路土工・カルバート工指針(平成21年度版)、347p、平成22年3月
- 7) (公社) 雪センター: 積雪寒冷地域、http://www.yukicenter.or.jp/activity/menu_01_02.html
- 8) 国土交通省北陸雪害対策技術センター: 日本の積雪寒冷地域、雪国 日本
http://www.hrr.mlit.go.jp/hokugi/file/snow_center/Snow_Country_Japan.pdf
- 9) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編、634p、平成24年3月
- 10) (公社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編、569p、平成29年11月
- 11) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋・コンクリート部材編、364p、平成24年3月
- 12) (公社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋・コンクリート部材編、404p、平成29年11月

7.2 サービスを中断することなく更新が可能となるような設計、構造・材料等を開発評価

7.2.1 トンネルの合理的な更新技術に関する研究

担当チーム:道路技術研究グループ(トンネル)/先端材料資源研究センター(iMaRRC)

研究担当者:日下敦、森本智/新田弘之、百武壮

【要旨】

既設のトンネルに変状が発生した場合の対策工の選定は、個別の変状に対して過去の経験や実績等による場合が多く、補修・補強工法の設計手法としては未確立な面が残されている。また、トンネルの補修・補強を実施する際には長時間の交通規制を伴うため、社会的コストへの影響を最小限に抑えるために補修・補強工の耐久性の向上や施工の簡略化なども求められている。平成30年度は、トンネル補修・補強工の設計にあたって対象とすべきはく落荷重を推定するため、NATMにより建設された道路トンネルを対象に過去の点検データに基づいた分析を行うとともに、既設トンネルの補修工の長期耐久性に影響を与える要因等を把握する事を目的に、既設トンネルに施工された補修工の変状実態について調査を実施した。また、補修工法の長期耐久性の評価を目的に、評価方法の検討と、室内促進試験及び現場暴露試験を実施した。その結果、NATMにより施工されたトンネルにおける目地沿いのうき・はく離は、面積の規模は小さいものが多くを占め、補修工の設計にあたってはその規模に応じてはく落塊の設計荷重を適切に設定する必要があること、室内促進試験として、高い温度でのアルカリ浸漬試験が有効であり、付着試験などで接着力の評価が可能であることが分かった。

キーワード:インフラ、道路トンネル、維持管理、長寿命化、更新、補修・補強

1. はじめに

国内の道路トンネルは2013年4月には箇所数10,200、総延長4,100kmに達し、供用後30年以上経過したトンネルは約60%存在している。このような状況のなか、道路トンネル定期点検要領^{1), 2)}に基づいた点検による既往の点検結果の分析によれば、早急に補修・補強といった対策が必要なトンネル(健全性がⅢまたはⅣ相当)は全体の3割以上存在する報告³⁾もある。

また、建設年代の古いトンネルの中には、断面が小さく建築限界に余裕がないトンネルや、歩道や路肩が狭隘なトンネルが存在するとともに、老朽化が進行したトンネルでは外力によるひび割れやうき、はく離、はく落、さらに漏水等の変状が多数存在し、利用者被害の発生が課題となっている。このようなトンネルで用地の制約等により新規にトンネルを建設することができない場合は、防水化が可能となる覆工の打替、インバート設置等を含めた大規模な更新が必要となっている。

今後、このような対応を要するトンネルが増加する傾向にあると考えられるが、更新やトンネルの断面に対する補修・補強工法の設計手法は、個別の変状に対

して過去の経験や実績等による場合が多く、未確立な面が残されている。さらに、変状発生要因別に適切な対策工法を選定するためには高度な知識と経験が必要であるとともに、補修・補強を実施する際には長時間の交通規制を伴うため、社会的コストへの影響を最小限に抑えるために補修・補強工の耐久性の向上や施工の簡略化なども求められている。

本研究では、より効果の高い、施工性や維持管理性に優れた、新たな補修・補強工法の提案に対する要請に応えることを目的に、それらに優れたトンネルの補修・補強工法の開発を行うものである。平成30年度は、トンネル補修・補強工の設計にあたっての過去の点検データに基づいたはく落塊の分析を行うとともに、既設トンネルの補修工の長期耐久性に影響を与える要因等を把握する事を目的に、既設トンネルに施工された補修工の変状実態について調査を実施した。また、補修工法の長期耐久性の評価を目的に、アルカリ浸漬試験後に、引き剥がし試験及び付着試験を実施した。さらに、室内促進試験と現場暴露試験の相関関係を検討するため、廃道を利用した試験施工と暴露試験を開始した。

2. 交通を妨げることなく、補修・補強が可能となるようなトンネルの設計・施工法、および材料の開発・評価

2.1 実験・解析による補修・補強工法に求められる強度や力学的メカニズムの解明

2.1.1 トンネル補修工で想定するはく落塊の分析

トンネル補修工は、一般に覆工コンクリートの材質劣化等に伴って発生するひび割れや、コンクリートのうき・はく離によるはく落を防止する目的で設置することが多い。したがって、合理的なトンネル補修工の設計にあたっては、はく落のおそれがある変状の形状や寸法、面積等から、はく落塊の規模を適切に想定することが重要となる。

うき・はく離の面積は、過年度の分析によると、矢板工法および NATM とともに 0.1m^2 程度以下のものが多く、全体の約 80%の累計に達するうき・はく離の面積は、矢板工法で 0.4m^2 程度、NATM では 0.2m^2 程度であることが明らかとなっている。平成 30 年度は、矢板工法により施工されたトンネルは建設から十分経過しており補修工の適用が進んでいると想定し、今後、補修工の適用が増加すると想定される NATM により施工されたトンネルを対象として、目地沿いのうき・はく離の面積および縦断方向・横断方向の寸法について把握することとした。また、結果をふまえ、設計はく落荷重の算出を試みた。

(1) 対象トンネル

対象トンネルの概要を表 2-1 に示す。対象トンネルは、国土交通省の各地方整備局等が管理する 22 トンネルとした。対象トンネルは NATM により建設され、総延長約 19.7km、覆工の総スパン数は 1,927 スパンである。各トンネルは 2 車線の道路トンネルで、平成 15 年から平成 26 年頃にかけて建設された。

(2) はく落塊の分析方法

はく落塊の分析は、対象トンネルにおける既往の点検記録から、目地沿いに発生したうき・はく離を対象に、縦断寸法・横断寸法について整理した。なお、本分析においては、地山条件が低土被り部や断層・破碎帯の付近等、外力の作用が懸念される区間については、対象から除外した。

(3) 分析結果

図 2-1 に目地沿いのうき・はく離の大きさを示す。目地沿いに発生したうき・はく離の箇所数は、1,280 箇所以上で、最も面積が大きいものは 0.57m^2 (縦断寸法 $1,900\text{mm} \times$ 横断寸法 300mm) であった。 0.1m^2 以下のものは全体の約 95%、 0.05m^2 以下のものは全体の約 88%、

0.025m^2 以下のものは全体の約 73%を占める結果となった。

図 2-2 に目地沿いのうき・はく離の縦断・横断寸法を示す。目地沿いに発生したうき・はく離の縦断寸法は、対象トンネルにおいては最大で約 500mm (当該変状の横断寸法は最大で約 800mm) で、100mm 以下のものが約 93%、300mm 以下がほぼ 100%を占める。横断寸法は、最大で約 2,500mm (当該変状の縦断方向寸法は 40mm 程度) で、500mm 以下のものが約 85%、1,000mm 以下が約 95%を占める。

これらの結果から、目地沿いのうき・はく離は面積の規模は小さいもの (写真 2-1) が多くを占め、その他、縦断方向の幅が狭く横断方向に帯状の変状が発生するケースが多いことが確認できる。

表 2-1 対象トンネルの概要

トンネル名称	完成年(年)	延長(m)	覆工スパン(箇所)
A	平成 15	323	32
B	平成 17	1,531	151
C	平成 17	233	24
D	平成 17	716	69
E	平成 17	1,464	148
F	平成 17	756	79
G	平成 18	750	74
H	平成 18	2,472	252
I	平成 19	506	49
J	平成 20	350	34
K	平成 20	2,827	247
L	平成 20	1,402	141
M	平成 21	370	36
N	平成 21	814	87
O	平成 22	1,645	164
P	平成 23	511	50
Q	平成 23	412	40
R	平成 24	778	75
S	平成 24	403	39
T	平成 24	213	21
U	平成 26	624	60
V	平成 26	596	55
計		19,696	1,927

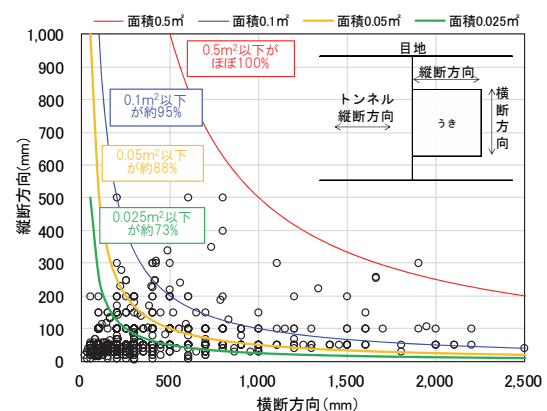


図 2-1 目地沿いのうき・はく離の大きさ

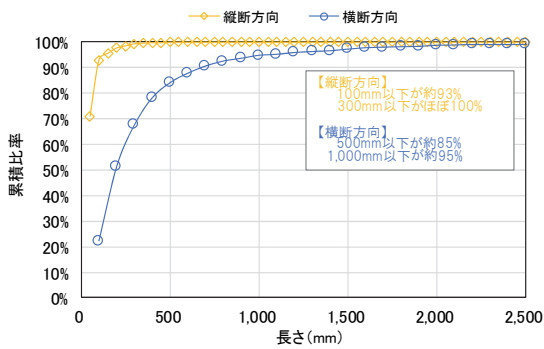


図 2-2 目地沿いのうき・はく離の縦断・横断寸法



写真 2-1 目地沿いに発生するうき・はく離の例

(4) 変状実態を踏まえた設計はく落荷重の算出

上述の結果をふまえ、NATMにより施工されたトンネルにおける目地沿いのうき・はく離を想定した補修工の設計に用いるはく落荷重について算出する。ここでは、設計はく落荷重の算出は、うき・はく離の表面積に、覆工厚と単位体積重量を乗じて算出することとした。覆工厚は NATM を想定し 300mm、単位体積重量は 22.5kN/m³ と仮定した。算出した設計はく落荷重の結果を表 2-2 に示す。

表 2-2 実態から算出したはく落塊の設計荷重の例

表面積 (m ²)	0.025	0.05	0.1	0.2
設計荷重 (kN)	0.17	0.34	0.68	1.35

2.1.2 補修工の変状実態調査

補修工の長期耐久性は、変状の発生原因、トンネル内の環境等により影響を受けることが想定される。ここでは、補修工の長期耐久性に影響を与える要因等を把握する事を目的に、既設トンネルに施工された補修工のうちシート系当て板工を対象として、設置目的、補修工の変状発生の有無、変状の発生原因について調査を実施した。

(1) 対象トンネル

対象トンネルの概要を表 2-3 に示す。対象トンネルは、国土交通省の各地方整備局等が管理する 2 トンネ

ルとした。対象トンネルはともに矢板工法により建設された 2 車線の道路トンネルで、W トンネルは昭和 60 年、X トンネルは昭和 49 年に建設された。

表 2-3 既設トンネルの補修工調査トンネル

トンネル名称	完成年 (年)	補修工の施工年 (年)	補修工の主な仕様
W	昭和 60	平成 15	ビニロンメッシュ
X	昭和 49	平成 13	ガラス繊維

(2) 調査方法

変状実態の調査は、対象トンネルに関する既往の施工時の関連資料、定期点検結果について分析することにより行った。

(3) 調査結果

1) W トンネル

W トンネルにおいては、坑口付近のスパンにおいてトンネル天端付近に縦断方向のひび割れが確認されたため、平成 15 年にビニロンメッシュを材料としたシート系の当て板工が施工された。その後、平成 19 年の目視調査においてシートの破断が確認された

(写真 2-2)。シートが破断した原因として、当該スパンに連続して前後の複数のスパンにおいても天端付近に縦断方向のひび割れが発生していることから、外力の作用による影響が可能性として考えられる。また、坑口付近のスパンであるため、外気温の影響を受けやすく、季節変動による温度変化により覆工コンクリートが膨張収縮し、それに伴いひび割れ幅が変動を繰り返すことによる影響が可能性として考えられる。

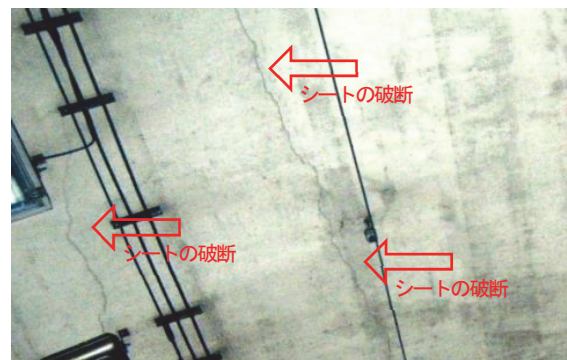
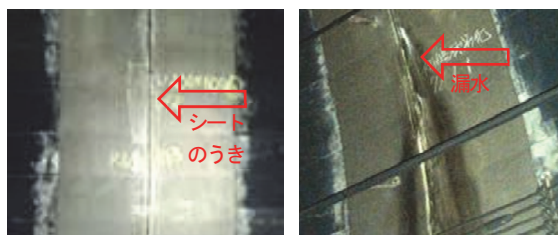


写真 2-2 ビニロンメッシュ系当て板工の変状事例

2) X トンネル

X トンネルにおいては、横断目地部にうき・はく離が確認されたため、平成 13 年にガラス繊維を材料と

したシート系の当て板工が施工された。施工においては、うき・はく離部を除去し、ポリマーセメントにより断面修復した後、当て板工が設置されている。その後、平成26年の目視調査においてシートのうき(写真2-3の(a))や、目地からの漏水(写真2-3の(b))が確認された。シートのうきが発生した原因として、断面修復を行ったポリマーセメントと既設覆工との付着力が低下したことによる影響が可能性として考えられる。漏水が発生した原因として、漏水に対する止水対策の効果が低下したことによる影響が可能性として考えられる。



(a) うきの発生 (b) 漏水の発生
写真2-3 ガラス繊維系当て板工の変状事例

(3) 設計時の留意点

上述の結果をふまえ、設計においては、以下の点に留意する必要があると考えられる。

- ・ 外力の作用による影響が懸念される場合や、坑内環境の変化等によりひび割れ幅が変動を繰り返すことが想定される場合は、適切な剛性を確保した材料を仕様する必要がある。
- ・ 断面修復工を併用する場合は、既設覆工との付着を確保できるよう、適切に下地処理を施工する必要がある。
- ・ 漏水箇所への補修工の適用は、適切に下地処理を施工する必要がある。

2.1.3 今後の研究計画

今後は、トンネル合理的な補修・補強工の設計方法の確立とともに、施工性・維持管理性の優れた技術の改良・開発および評価について検討していく必要があると考えられる。

3. 補修・補強に使用する材料の耐久性に関する分析

3.1 現行のトンネル補修工法

道路トンネルにおける変状対策は、定期点検などで得られたデータから変状の発生原因を推定し、ひび割れなどの変状が顕著に現れている箇所等に対して過去の事例や経験に基づいて補修・補強等の対策工の必要性や規模を検討し、対症的に実施しているのが現状である⁴⁾。

トンネルの変状は覆工コンクリートに生じるひび割れが多く、ひび割れが確認された場合、その変状原因を明確にする必要がある。その原因とは大きく2つに分けることができる。すなわち覆工に外力が生じている場合と覆工コンクリートの材質劣化である。しかし、道路トンネル維持管理便覧によれば、これまでの分析から、その多くが材質劣化に起因するものであり、結果として、うき、はく離、はく落が生じるため、はく落防止工によって対策をしている⁵⁾。

はく落防止工をはじめとしたトンネル断面に対する補修・補強工法の設計手法は、未解明な設計荷重や力学的メカニズムのもと、個別の変状に対して経験や実績等により対処しており、その効果の持続性や耐久性についても未解明な部分が多い。現行のトンネルのはく落防止工法は(1)繊維接着工法(シート、メッシュ、クロスなどの繊維を樹脂で接着する)と(2)金属やFRPなどのパネルをアンカーボルトで固定する当て板工、(3)金属やFRPでできた格子や網をアンカーボルトで固定するネット工法に大別される(表3-1)⁴⁾。

これらのトンネルのはく落防止工法は、主に橋梁など別の構造物に対して開発した技術をトンネルの覆工コンクリートのはく落防止用に応用している。その中でも繊維接着工法においては、メーカー各社が用いている試験規格値は橋梁用に提案された土木学会規準「コンクリート片のはく落防止に適用する表面被覆材の押し抜き試験方法(案)」(JSCE-K 533-2010)をベースとした各高速道路会社の試験である。

JSCE-K 533-2010⁶⁾では“この規準は、鉄筋コンクリート構造物にはく落防止対策が実施されることを想定している。(中略)例えばトンネル構造物の覆工コンクリートのはく落対策は想定していない。”とあるが、現状では多くのはく落防止工法において、この規格である押し抜き性能1.5 kN(変位10 mm以上、寒冷地仕様含む場合試験温度は-30℃、23℃、50℃)を満たすような条件を規準条件として用いている。

表 3-1 トンネルのはく落防止工法

	概要	使用材料
繊維接着工法	連続繊維シートや二軸、三軸繊維を樹脂で接着硬化する。	化学繊維、ガラス繊維、樹脂接着剤、ポリマーセメントモルタル
当て板工法	鋼板やFRPの板をアンカーボルトで固定する。	鋼板、FRP板、アンカーボルト
ネット工法	金網や樹脂製のメッシュ、ネット等をアンカーボルトで固定する。	金網、樹脂製メッシュ、ネット、アンカーボルト

高速道路会社のトンネル用試験方法には「小片はく落対策工」としてコンクリート小片、あるいはそれ以上のコンクリート片、はく落面積などによって、押し抜き性能を0.7 kN、0.8 kN、1.1 kN(それぞれ変位50 mm以下)などに分類した規定も存在し、延焼性・自己消火性、発生ガスの安全性などトンネルでの火災を想定した項目が設定されている。耐久性の項目としては、付着強さ、ひび割れ抵抗性、塩化物イオン透過性など、既存のコンクリート塗装や被覆材関連の規準類を踏襲して設定されているが、トンネル環境下におけるコンクリート片のはく落に対して長期耐久性を評価する方法としては未確立である。また、トンネル環境における暴露試験方法や長期耐久性と相関の取れる室内での促進劣化試験などについては検討されていないのが現状である。

3.2 長期耐久性試験の検討

トンネルのはく落防止工の耐久性試験項目は湿潤接着強さあるいは温冷繰り返し接着強さによって評価している。コンクリートのはく落防止工に対するアルカリ耐久性の項目として、高速道路会社の橋梁に対するはく落防止の耐久性能試験方法、例えばNEXCO試験法425などがある。NEXCO試験法425や鋼道路橋防食便覧コンクリート塗装材料の品質試験方法における耐アルカリ性試験では、両試験法とも外観の調査やひび割れ追従性、付着試験でアルカリへの耐久性を評価している。しかし、長期性能評価としては、はく落塊への耐荷性能も評価することが必要である。

一般的なトンネル環境では昼夜の温度変化や乾湿の差は小さいものと考えられるため、はく落防止工に対する環境負荷は主にコンクリートから染み出すアルカリ水によるものと想定される。アルカリ水に長時間晒されると仮定すれば、長期耐久性を評価するための促進試験として高アルカリ水溶液中暴露とその後

の耐荷力試験が必要であると考えた。

流通しているはく落防止工の耐荷性能は「コンクリート標準示方書[規準編] 土木学会規準および関連規準コンクリート片のはく落防止に適用する表面被覆材の押抜き試験方法(案)JSCE-K 533-2010」とこれに準じた高速道路会社が規定する試験法を満たすことを謳っているものがほとんどである。この試験法では施工対象の試験板として、JIS A 5372 附属書Eに規定する上ぶた式U形側溝の1種呼び名300(400×600×60 mm)に対し、中央部にφ100 mmの形状で5 mm残してコア抜きをした供試体を用いている。

この供試体を用いてアルカリ浸漬する場合、現場条件を考慮すると施工面を上向きにした半浸漬とする必要があるため、床面積が大きくなる。温度条件を設定するためには恒温室に上記アルカリ溶液に半浸漬した供試体を入れた容器を並べることになる。30 kgを超える重量物であるため、容器を積み重ねるのは危険であり、恒温室を専有する面積や、人件費の面から現実的な試験法とは言えない。H28年度はJSCE-K 533-2010に準じた供試体を23℃で1ヶ月アルカリ浸漬して押し抜き試験に供したが、温度条件を検討する場合は、床面積の広い恒温室が複数必要となり、実施は困難であった。それらを受け、H29年度はトンネル環境を想定した促進試験案を提案するために、長期アルカリ浸漬を経た耐久性を評価できるように押し抜き試験体の小型化を検討し、選定した供試体で一連の条件のアルカリ浸漬後の押し抜き性能評価を実施した。また、アルカリ浸漬による接着剤樹脂の化学構造の変化を赤外分光分析によって調べることで、スペクトルにどのような変化が起こるかを把握した。

H30年度は、アルカリ浸漬による促進劣化を経たはく落防止工の耐久性の評価試験として、押し抜き試験に加えて、新たに引き剥がし試験と付着試験を実施した。また、共同研究で開発を進めている新しいはく落防止工について廃道内で試験施工を行い、施工性の確認及び実環境下での暴露試験を開始した。

3.3 検討方法

JSCE-K 533-2010で定められているのは変位10 mm以上を保持すること、並びに、想定されるはく落塊を保持できることである。この試験値設定の考え方は“鋼材の腐食膨張によって生じるコンクリート表面の変位が10 mm程度発生しても、はく落しようとするコンクリートを保持できること、および、変位を過度に拘束せず、点検時の変状発見を容易にする性能も具備していることを確認する必要がある”ことと、

“1.5 kN の耐荷重値は表面被覆材がコンクリート面に貼り付けられることを考慮して安全率3と考えると、およそ 50 kg の質量のコンクリート片のはく落を防止する性能とみなせる”ことを根拠としている。

本報告で検討しているコンクリートはく落はトンネル内の小片であることから 1 kN 程度の最大荷重のものであるため、供試体を小型化した場合でも評価に用いることは可能であると考えた。よって、昨年度検討した供試体のなかで(1)寸法が小さく浸漬用のケース設定が現実的、(2)12 kg 程度で作業員一人でも取り扱う負担が少ない、(3)コンクリート二次製品として安価に流通しているなどの理由から供試体寸法 300mm×300mm×60mm を次項のアルカリ浸漬後の耐久性評価試験に採用した。高速道路会社ではトンネルの小片はく落に対する押し抜き試験方法を別途規定しており、コアを完全に穿孔し、シーラントやスポンジで固定するなどの方法を用いているが、アルカリ浸漬の評価への影響が懸念されたため、今回は採用していない。

3.3.1 アルカリ浸漬後の押し抜き耐荷力への影響

供試体寸法は 300mm×300mm×60mm とし、中央にφ50mm で 5mm 残した状態でコアを穿孔したものを準備し、これに対してはく落防止工を施工して押し抜き試験に用いる供試体として作製した。各試験板に対して施工したはく落対策工の諸元を表 3-2 に示す。

供試体は、飽和水酸化カルシウム水に半浸漬させた状態で 20℃、40℃、60℃の恒温恒湿室内で静置した。浸漬期間は 1 週、2 週、4 週間とし、浸漬前の初期条件と合わせて 5 条件とした。これら供試体のアルカリ浸漬後に押し抜き試験をすることでアルカリ水への耐久性を評価した。押し抜き試験の方法は JSCE-K 533-2010 に準じて実施した。

表 3-2 はく落防止工の諸元

	材料の構成	成分	塗布量 (kg/m ²)
A工法	プライマー	2液エポキシ樹脂	0.15
	中塗り	2液エポキシ樹脂	1
	連続繊維シート	特殊ラミネートシート	
	上塗り	なし	
B工法	プライマー	なし	
	中塗り	2液エポキシ樹脂	1.4
	連続繊維シート	なし	
	上塗り	なし	

供試体を施工面が支持体に触れないスパンで支点上にセットし、コア中央部に鉛直、均等に荷重がかかるように球座を挟んで載荷した(図 3-1)。載荷はまず 1 mm/min の速度でコア部のコンクリートが破壊する

まで載荷した。その後、5 mm/min で載荷し、最大荷重を測定した。最大荷重測定後、最大荷重に対して 50% 程度まで荷重が低下したら試験終了とした。なお、10、20 mm の各変位において、載荷を一時中止し、はく離範囲を試験体にマーキングした。最大変位についても記録し、はく落防止工の特徴として整理した。



図 3-1 押し抜き試験の例

3.3.2 アルカリ浸漬の引き剥がし及び付着への影響

押し抜き試験は、はく落防止工の有効な評価方法であるが、背面からの載荷が必要で供試体が大きく、現場では行えないなど、課題もある。そこで、比較的小規模に行える試験方法も必要である。そこで新たに評価試験を検討するにあたり、引き剥がし試験と付着試験を実施した。供試体寸法は 300mm×300mm×60mm とし、これに対して表 3-2 に示すはく落防止工を施工して、3.3.1 と同様なアルカリ浸漬を行った。

(1) 引き剥がし試験方法⁷⁾

アルカリ浸漬後、引き剥がし試験用に供試体の加工を行った。供試体の加工状況を図 3-2 (①、②) に示す。

引き剥がし試験装置は原則として、JIS B 7721 により、試験速度は 100mm/分を基準とした。

加工した供試体を図 3-3 に示す要領で万能試験機に設置し、供試体を引き剥がす部位の中心部分にチャックが位置するように固定させた。コンクリートをカットして取り除いた掴み部に長さ 600mm のテープ又はワイヤーを取り付け 90° 方向に引張荷重をかけ試験した。供試体を固定しているため、104.5° ~ 75.5° の範囲で引張方向は変化する。供試体端部の掴み部を挟む器具及びチャックは、30mm 以上の幅がある器具とし、引き剥がし部全体に均一に応力がかかるようにした。

(2) 付着試験方法

(1) と同様にアルカリ浸漬後、付着試験用に供試体の加工を行った。供試体の加工状況を図 3-2 (③、④)

に示す。

付着試験は、加工した供試体を図3-4に示す要領で万能試験機に設置し、供試体の表面に接着した付着用治具に、引張り用の治具を取り付け90°方向に引張荷重をかけ試験した。引張り速度は0.7mm/分とした。

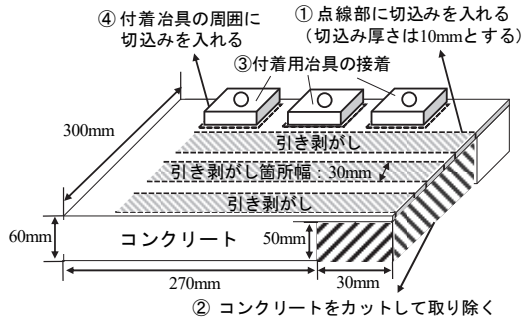


図3-2 引き剥がし及び付着試験の供試体加工状況



図3-3 引き剥がし試験の例

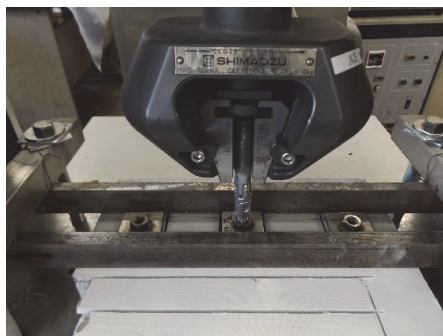


図3-4 付着試験の例

3.3.3 耐力の評価方法

(1) 押し抜き試験による評価

押し抜き試験で得られた荷重と変位ストロークのデータより、荷重-変位曲線を作図した。荷重-変位曲線より、供試体が破壊したあとはく落対策工の最大

荷重をそれぞれ求めた。

(2) 引き剥がし試験による評価

引き剥がし試験で得た荷重の測定データより、JIS K 6274 波状曲線の解析 3.4 D 法 (うねり曲線) に則り、平均的な引き剥がし荷重をアルカリ浸漬の条件ごとに求めた。また、上記で求めた荷重を引き剥がし面積で割った値 (引き剥がし強度) も求めた。これらで求めた値を経時変化として作図した。

(3) 付着試験による評価

付着試験により得られた引張り最大荷重の測定データより、最大引張荷重を接着面積で割った値 (最大接着強度) をアルカリ浸漬の条件ごとに求めた。(2)と同様に、求めた値を経時変化として作図した。

3.3.4 廃道での試験施工と暴露試験の開始

共同研究で開発を進めているトンネルのはく落防止工について、廃道を利用した実環境下での試験施工を行い、施工性の確認と、耐久性の評価のための長期的な暴露試験を開始した。また、現場には、室内促進試験で用いる供試体と同じものも設置し、今後、室内促進試験と暴露試験の結果の相関関係を検討する計画である。

施工場所は、現在すでに廃道となっている旧宇津トンネル (所在地: 山形県西置賜郡飯豊町) を利用し、開発中の工法を試験施工した。トンネル内壁面の覆工コンクリートへの試験施工と、3.3.1 で検討した寸法 300mm×300mm×60mm の歩道板 (中央にφ100 mm で5 mm 残した状態でコアを穿孔する) に各社の工法を施工した供試体をトンネル内に据え置く形で暴露試験を開始した。

3.4 結果と考察

3.4.1 アルカリ浸漬後の目視観察

浸漬状況を写真3-1に、目視観察結果の例を写真3-2にそれぞれ示す。

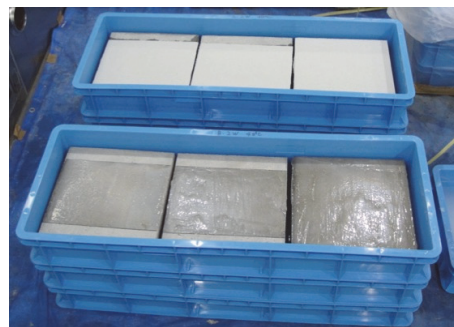


写真3-1 アルカリ浸漬状況

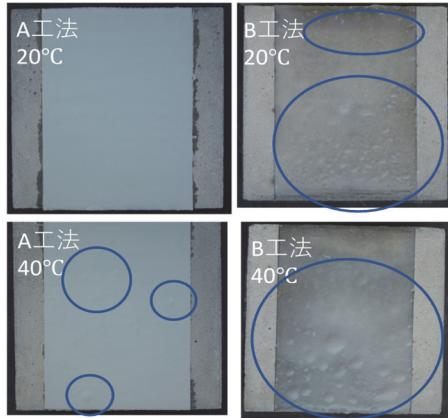


写真3-2 アルカリ浸漬2週間目の様子

写真3-1に示すように供試体は施工面を上に向けて飽和酸化カルシウム水溶液に半浸漬させた。温度条件は20°Cと40°Cを選択した。写真3-2は変状が目視された2週間目の様子であるが、A工法は40°Cにおいて一部膨れが生じた。B工法は20°C、40°Cとも複数の膨れが生じている。

3.4.2 アルカリ浸漬後の押し抜き試験結果

アルカリ浸漬後の供試体を押し抜き試験に供した。アルカリ浸漬による押し抜き最大荷重の経時変化を図3-5に、最大荷重/最大変位の経時変化を図3-6に示す。

A工法は初期値として平均最大荷重1.65 kN、変位11.5 mm、荷重/変位0.14である。健全時の押し抜きでは、はく離は小さく、材料が破壊されることで試験が終了した。十分な接着力が発揮され、材料の破断が最大荷重点になっている。アルカリ浸漬中の材料表面を目視観察すると、20°Cでは膨れはなかった。一方、40°C、60°Cでは浸漬2週目で膨れが供試体に生じていた。図3-5よりA工法のアルカリ浸漬後の最大荷重は、20°Cにおいては4週間経過しても破壊形態の変化はなく、押し抜き試験結果も初期値と同等の耐荷重性能を示した。一方、40°C、60°Cでは、初期値と比較して耐荷重が低下し、初期には見られなかった接着面でののはく離が生じた。浸漬4週目では全ての供試体に膨れが生じ、押し抜き試験での破壊形態はどれもはく離であった。アルカリ浸漬と温度が影響したのは材料劣化よりも接着力の方が顕著であることを示した。はく離したサンプルは最大荷重が低下し、最大変位は増大した。はく離のあった接着面を観察したところプライマーと接着剤の界面における層間剥離、一部凝集破壊であった。

図3-6では最大荷重を最大変位で割った値を経時変

化にてプロットしたもので、破壊時の最大荷重が小さくなる、あるいは破壊時にはく離が大きくなるなどの場合に値が小さくなる。A工法は、アルカリ浸漬しても最大荷重の変化が小さかったが、最大荷重/最大変位の変化は大きくなった。これはアルカリ浸漬によりはく離しやすくなったためと考えられる。

B工法は初期値として平均最大荷重1.1 kN、変位21.8 mm、荷重/変位0.05である。健全時の押し抜き試験でははく離距離が大きく、A工法と同様に材料が破壊されることで試験が終了した。アルカリ浸漬中の材料表面を目視観察すると、20°Cであっても浸漬2週間で既に膨れが生じており、40°C、60°Cでは浸漬1週間で膨れが生じた。図3-5のとおり20°Cで耐荷重の低下が見られた。また、浸漬1週間から4週間まではすべての供試体で破壊モードがはく離によるものであった。40°C、60°Cにおいても耐荷重の低下が見られ、浸漬1週間から4週間までほとんどの供試体で破壊モードが材料破壊によるものであった。アルカリ浸漬によって接着力の低下が示唆され、更に温度によって材料劣化が促進されたことが示されている。

図3-6において、どの温度においても最大荷重/最大変位の低下が見られ、供試体の膨れによるはく離が生じたことによるものであると考えられた。しかし、温度による差は小さく荷重と変位がともに小さくなったためと考えられた。

このように繊維の入ったA工法では最大荷重/最大変位でアルカリ浸漬の影響を捉えやすく、繊維のないB工法では最大荷重でその影響を捉えやすかった。

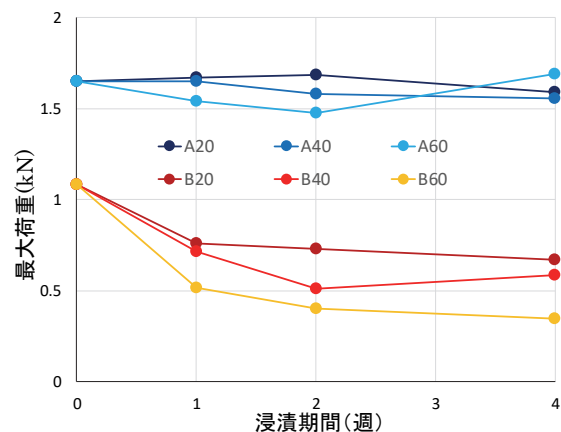


図3-5 アルカリ浸漬による最大荷重の経時変化

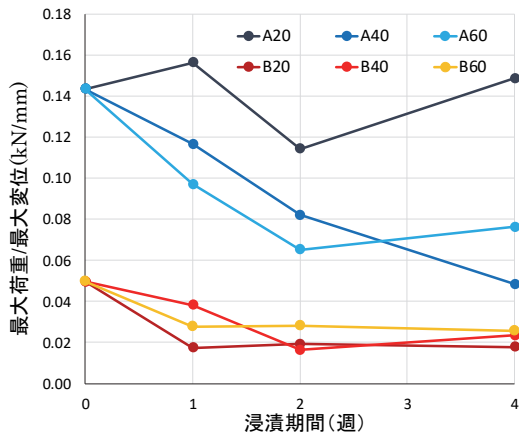


図3-6 アルカリ浸漬による荷重/変位の経時変化

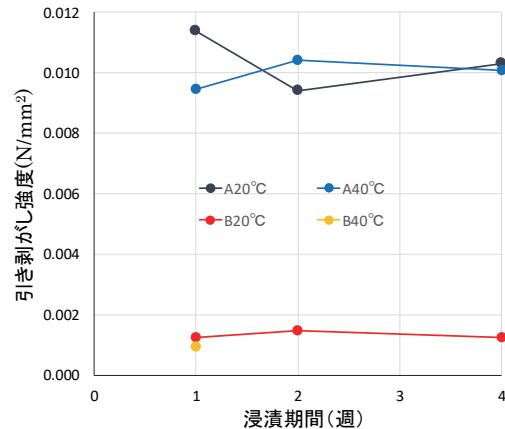


図3-8 アルカリ浸漬による引張強度の経時変化

3.4.3 アルカリ浸漬の引き剥がし及び付着試験結果

新たな評価試験の検討として実施した、引き剥がし試験と付着試験の結果を以下に示す。

(1) 引き剥がし試験結果

アルカリ浸漬後の供試体を引き剥がし試験に供した。アルカリ浸漬による引き剥がし荷重の経時変化を図3-7に、引き剥がし強度の経時変化を図3-8に示す。

A工法では、図3-7に示すようにアルカリ浸漬による引き剥がし荷重の経時変化は小さく、異なる温度条件下においても、荷重の経時変化に違いが見られなかった。図3-8の引き剥がし強度においても同様であった。

B工法でも、図3-7、8に示すようにアルカリ浸漬の影響を捉えるのは難しかった。また、40°Cにおいては、試験途中で引き剥がし部位が折れてしまう供試体があり、平均荷重を算出することができなかった。引き剥がし試験については、さらに長期の変化を見て、評価試験として使えるのか見極めたい。

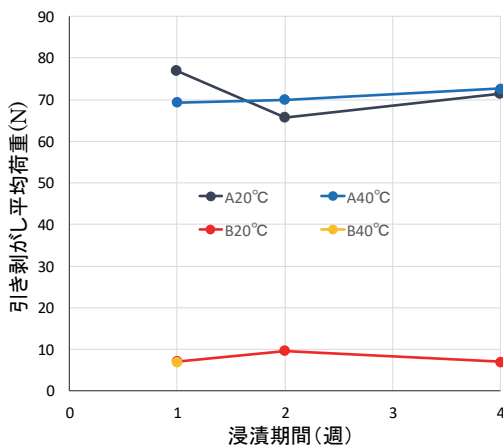


図3-7 アルカリ浸漬による引き剥がし荷重の変化

(2) 付着試験結果

アルカリ浸漬後の供試体を付着試験に供した。アルカリ浸漬による接着強度の経時変化をプロットしたものを図3-9に示す。

A工法では、接着強度が0.42~2.71N/mm²であった。図3-9よりアルカリ浸漬による接着強度の経時変化は一部の浸漬条件を除いて、強度に低下が見られた。

B工法では、接着強度が1.25~3.36N/mm²であった。図3-9よりアルカリ浸漬による接着強度の経時変化は全ての浸漬条件において、強度の低下が見られた。

押し抜き試験では、A工法とB工法の最大荷重に大きな差があったにもかかわらず、付着試験では接着強度の差が小さかった。したがって今後、押し抜き試験との関係をさらに検討していく。

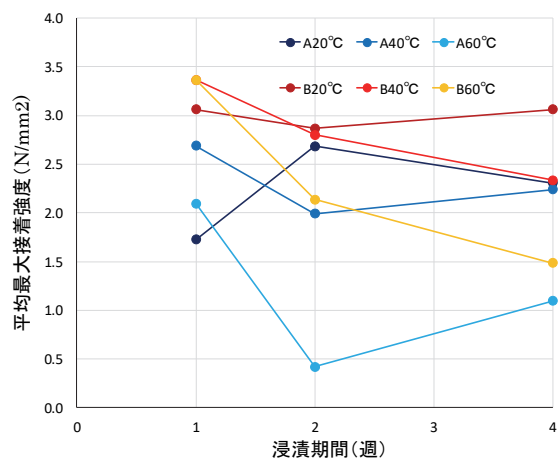


図3-9 アルカリ浸漬による接着強度の経時変化

3.4.4 廃道での試験施工と暴露試験状況

廃道である旧宇津トンネル内での試験施工状況を写真3-3に、供試体の暴露試験状況を写真3-4にそれ

ぞれ示す。



写真 3-3 はく落防止工の試験施工状況



写真 3-4 はく落防止工を施工した供試体の暴露

3.4.5 今後の研究計画

今回選択した供試体の寸法と施工面積、コアの径では、押し抜き試験として比較が可能であった。ただし、押し抜きコアが小さくなることで現行試験で得られている耐荷力との相関関係を今後詳細に検討する必要がある。今回の押し抜き試験では、B 工法においてアルカリ浸漬による促進劣化が顕著に見られた。

接着力と材料劣化の2つの要因を分けて評価する必要があると考えられたため、接着力を検証する新たな

試験として、引き剥がし試験と付着試験を実施した。引き剥がし試験では、アルカリ浸漬による影響を捉えるのが難しかった。付着試験では、アルカリ浸漬による影響を捉えることができた。今後、さらに検討を進め、小規模で現場でも試験が可能な試験方法を開発する予定である。

共同研究で開発を進めているトンネルのはく落防止工について、廃道を利用した実環境下での試験施工を行い、はく落防止工の施工性と、長期的な耐久性評価のための暴露試験を開始した。室内促進試験と現場での暴露試験結果の相関関係を今後検討していく。

4. まとめ

4.1 補修・補強が可能となるようなトンネルの設計・施工法、および材料の開発・評価

トンネル補修工で想定するはく落塊の分析、およびトンネル補修工の変状実態の把握により、平成 30 年度に得られた成果は以下のとおりであった。

- ・補修工で想定されるはく落片の規模等は、変状の特徴等をふまえ、個々の変状状況を見極めて適切に設定する必要がある。
- ・NATM により施工されたトンネルの目地沿いに発生するうき・はく離は、面積の規模は小さいものが多くを占め、その他、縦断方向の幅が狭く横断方向に帯状の変状が発生するケースが多い。
- ・補修工の設計においては、外力の作用や坑内環境の変化等によるひび割れ等の挙動への影響を考慮し、適切な材料選定等が重要となる。
- ・補修工の施工において、補修工の機能が確保できるように、適切に下地処理を施工する必要がある。

4.2 補修・補強に使用する材料の耐久性に関する分析

室内促進劣化を経たはく落防止工の耐久性評価として、押し抜き試験に加え、引き剥がし試験と付着試験を実施、また共同研究で開発したはく落防止工の現場暴露試験を開始し、平成 30 年度に得られた成果は以下のとおりであった。

- ・代表的なはく落防止工法である繊維樹脂接着工法の長期耐久性を評価する方法を検討した。
- ・トンネル環境を想定したアルカリ浸漬後の押し抜き試験に適した供試体寸法を検討し、市販のコンクリート二次製品から現行法と比較が可能であることがわかった。
- ・押し抜き試験と接着剤の赤外分光分析によって評価し、アルカリ浸漬と温度条件によって劣化促進効

果が得られたことが示された。

- ・ 接着力と材料劣化の 2 つの要因を分けて評価する必要が考えられたため、接着力を検証する新たな試験として、引き剥がし試験と付着試験を実施し、付着試験においてはアルカリ浸漬による影響を捉えることができた。
- ・ 室内促進試験と暴露試験の結果の相関関係を検討する目的で、廃道を利用した実環境下での試験施工を行い、暴露試験を開始した。

参考文献

- 1) 国土交通省道路局：道路トンネル定期点検要領、57p。平成31年2月
- 2) 国土交通省道路局国道・技術課：道路トンネル定期点検要領、85p。平成31年3月
- 3) 国土交通省道路局：道路メンテナンス年報【参考資料2】、平成28年9月
http://www.mlit.go.jp/policy/shingikai/road01_sg_000312.html (参照日 2017年6月)
- 4) 角湯克典、真下英人：トンネルの変状対策工の選定手法、土木技術資料、51、pp.14-17、2006
- 5) TCS研究会:FRPによるトンネル覆工剥落対策マニュアル、167p。平成15年5月
- 6) コンクリート委員会・規準関連小委員会：土木学会規準「コンクリート片のはく落防止に適用する表面被覆材の押し抜き試験方法(案)(JSCE-K 533-2010)」の制定、土木学会論文集 E2(材料・コンクリート構造)、68、pp.1-8、2012
- 7) 藤澤健一、富山禎仁、大島俊幸、穂田省三：引き剥がし試験による防食ライニング材のふくれ評価手法の検討、コンクリート工学年次論文集、Vol. 27、No. 1、pp. 943-948、2005

7.2 サービスを中断することなく更新が可能となるような設計、構造・材料等を開発・評価

7.2.2 土工構造物の信頼性向上に向けた設計法・施工管理手法の研究（補強土壁）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（施工技術チーム）

研究担当者：宮武裕昭、藤田智弘、佐藤登、新田武彦

【要旨】

現行の土工構造物の設計においては静的な安定検討を基本としており変形を直接的には考慮していない。そのため、重要度の高い土工構造物、新形式の土工構造物や変形が生じた土工構造物等の性能を適切に評価することができず、信頼性の高い土工構造物の構築、適切な新形式構造等の導入やメンテナンスサイクルの確立の支障となっている。このような問題に対応していくためには、土工構造物の変形を考慮した性能評価手法や変形が生じた土工構造物のマネジメント手法を確立する必要がある。本報告では、土工構造物にとって致命的となる変状発生形態、変状発生後の性能低下の度合い、及び変状発生後に有効だと考えられる措置の効果を明らかにすることを目的に、特に変形による性能への影響が大きいと考えられる補強土壁を対象として実大模型実験を実施した。具体的には、補強土壁の実大模型を土槽内に構築し、補強土壁に隣接する構造物との取合い部の相対変位による目地の開きを模擬した開口部等を予め設けたうえで、補強土壁上方からの降雨により盛土内に水を浸透させて盛土材をこぼれ出させた。また、こぼれ出し箇所に碎石を充填して降雨の作用を与えて、補修方法の効果を確認した。実験の結果、補修後は盛土材のこぼれ出しが進行しないこと、補強材が破断に至るような張力の変化が生じないこと等の知見をまとめた。

キーワード：補強土壁、変状、降雨実験、補修

1. はじめに

道路をはじめとする構造物の延長の大半を占める土工構造物は、被災した場合にも復旧が容易であると考えられてきたが、近年土工構造物の大型化や新しい形式の導入により、被災時に復旧が容易でないものも増えている。

土工構造物の設計は静的な安定検討を基本としており、変形を直接的には考慮していない。一方で、土工構造物は、使用する材料や地盤条件等が極めて多岐にわたるため、設計・施工において相当の不確実性を考慮せざるをえず、作用と応答も不明確な部分が多いことからある程度の変形を許容せざるを得ない。

そのため、重要度の高い土工構造物、新形式の土工構造物や変形が生じた土工構造物の性能評価を適切に行うことができず、信頼性の高い土工構造物の構築、適切な新形式構造等の導入やメンテナンスサイクルの確立の支障となっている。

このため、土工構造物の信頼性向上、新形式構造の適切な導入、メンテナンスサイクルの確立に向け、道路土工構造物の変形を考慮した性能評価手法を構築する必要がある。

本研究では、土工構造物のうち変形後に特に性能への

影響が大きいと考えられる補強土壁を取り上げ、次の3つを達成目標としている。

- ① 既往の変形事例の分析を通じて、変状形態、変状要因及び許容しうる変形の程度を明らかにする。
- ② 構造形式、使用材料等の構造物の要素に応じて、基礎地盤や周辺盛土の変形が性能に与える影響を評価する手法を提案することで、新設土工構造物の設計及び変形が生じた既設道路土工構造物の性能の評価の基盤とする。
- ③ 変形が生じた道路土工構造物の性能評価手法を元に適切な点検・評価・対応手法を体系化した維持管理手法を提案する。

補強土壁は、盛土材のこぼれだしが生じなければ、他の土工構造物と同様、崩壊の初期の段階では嵩上げ盛土部や路面上のクラック等の軽微な変状が生じ、その後それらが緩やかに拡大しながら崩壊にいたる¹⁾と考えている。そこで、本年度の研究は、特に補強土壁の性能への影響が大きいと考えられる盛土材のこぼれ出しに着目し、以下の内容について実施した。

上記の達成目標の②について、盛土材のこぼれ出しによる補強土壁の変状の詳細な進行過程の解明を目的とし

て、異常降雨作用下での挙動確認実験を行った。具体的には、補強土壁の実大模型を土槽内に作製して、補強土壁に隣接する構造物との取合い部の相対変位による目地の開きを模擬した開口部等を予め設けたうえで、補強土壁上方からの降雨により盛土内に水を浸透させて盛土材をこぼれ出させた。

上記の達成目標の③について、前述の模型実験の続きで、盛土材のこぼれ出し後の補修方法の効果を検証した。具体的には、盛土材のこぼれ出し後に開口部を閉塞して、こぼれ出し箇所を砕石を充填したうえで、異常降雨を作用させた。

本報告では、研究開発プログラムの研究開発目標：「サービスを中断することなく更新が可能となるような設計、構造・材料等を開発・評価」について報告する。

2. 補強土壁の変状の進行過程の解明及び補修効果の検証を目的とした模型実験の概要

こぼれ出しによる補強土壁の変状の進行過程を確認するために、補強土壁に隣接する構造物との取合い部の相対変位による目地の開きを模擬した開口部等を予め設けたうえで、降雨により補強土壁上方から盛土内に水を浸透させた。また、こぼれ出し後の補修方法の効果を検証するために、こぼれ出し箇所を砕石を充填して降雨の作用を与えた。

2.1 補強土壁の実大模型概要

実大模型はコンクリートピット内に構築された、壁高H=6.0mの補強土壁(写真-1)である。補強材は鋼製の帯状補強材を用いた。盛土材の締固めは、作為的にこぼれ出しを進行しやすくするという観点に加えて、こぼれ出しが生じる要因となる盛土の施工不良などを想定して、道路土工-擁壁工指針²⁾において補強土壁の締固め管理基準値の目安として示している90%よりも低い85%とした。また、排水施設の不足・不良を想定して、壁背面排水層は未設置とした。さらに、補強土壁に接する側面、底面及び背面のコンクリートピットから排水されない状況で実験を行った。本実験の計測項目は図-1に示す位置にて、壁面材に設置した変位計により壁面の変形、各段の補強材に壁面より盛土側に500mm離れた位置を起点として900mmピッチで設置したひずみゲージにより補強材に発生するひずみをそれぞれ計測した。また、降雨により盛土内に浸透する水の挙動を土壌水分計及び間隙水圧計により計測した。

2.2 盛土材のこぼれ出しの発生機構

過年度に実施した補強土壁の盛土材のこぼれ出しに関

する事例調査の結果、補強土壁における盛土材こぼれ出しの発生箇所は、隣接する構造物との境界部で起こる事例が多い傾向にあることがわかっている。このことから本実験では図-1に示すように、隣接構造物を想定した縁切り部に幅0.3mの壁面材開口部を設け、開口長は0~6.0mで設定し、こぼれ出し発生箇所とした。また、盛土天端から3.0mの高さに降雨装置を設置し、降雨により盛



写真-1 補強土壁実大模型

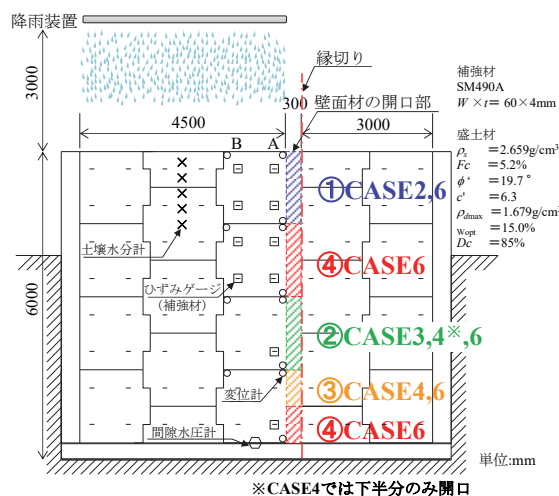


図-1 実大模型の概要

表-1 実験ケース

ケース名	時間雨量 (mm/hr)	総雨量 (mm)	開口長 (m)	開口位置 (図-1)
CASE1	26.3	約1,700	0	—
CASE2	27.6	約1,500	1.5	①
CASE3	27.6	約2,000	1.5	②
CASE4	29.7	約2,000	2.25	②③
CASE5	34.1	約2,500	0(閉塞)	—
CASE6	33.2	約1,600	6.0	①~④

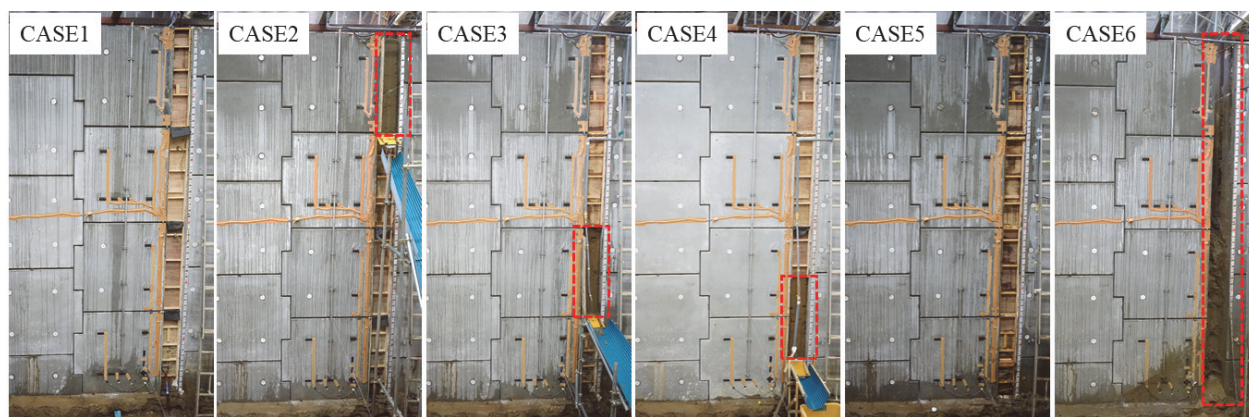


写真2 各ケースにおける開口位置 (開口位置は赤破線部)

土材が開口部からこぼれ出すのを誘発させた。

2. 3 実験ケース

実験ケースの一覧を表-1に、開口位置を図-1及び写真-2に示す。CASE1は開口をせずに降雨作用を与えた基本ケースとし、CASE2～CASE4は各ケースで高さ方向に開口部を可変させ、開口位置によるこぼれ出し挙動の差異を観測した。CASE5はCASE4にて発生したこぼれ出し箇所に碎石(C-40)を充填し、開口部を閉塞させた状態で降雨作用を与えた。CASE6ではCASE5で充填した碎石を撤去し、壁高と同じ開口長6.0m全てを開放し降雨作用を与えた。各ケースでの降雨は26.3～34.1mmの時間雨量で、最大で約2,500mmの総雨量の、異常と言える降雨を補強土壁に作用させた。実験ケースの進行としては、ケースの間は降雨を停止し、盛土内の水位低下が安定したのを確認し次ケースへと移行した。なお、本報告では主にこぼれ出しの発生したケースについて報告する。

3. 実験の結果と考察

各ケースでの補強土壁の盛土内の排水状況、盛土材のこぼれ出し状況及び補強材張力と壁面の変位の計測結果から変状進行過程について得られた成果を報告する。

3. 1 補強土壁の盛土内の排水状況

図-2に各ケースの最高水位及びCASE1の降雨終了時の飽和度分布(深度1.5mまで)を示す。飽和度は $Sr=51.0\sim 72.4\%$ で分布しており、降雨開始後12時間(累積雨量約315mm)までに深度1.5mまでの飽和度すべてが頭打ちとなった。ケース毎に1,500mm以上、最大で2,500mmの累積雨量を与え形成された水位は、壁面から3.5m内部で最大1.14m、壁面から0.5m内部において最大0.85mで水位が頭打ちとなった。写真-3は、定点カメラで観測した補強土壁の壁面材目地からの漏水状況を示す。以上の観測水位と漏水状況から、分割壁面材による補強土壁

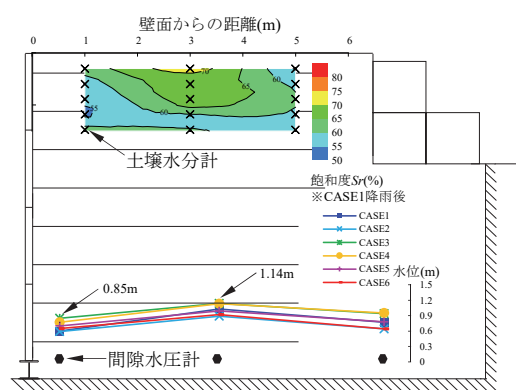


図-2 水位と飽和度(CASE1)の状況



写真3 CASE1での目地部からの排水状況(最下段)

は、盛土内に浸透した水が壁面材目地部からも排水されるため、降雨作用による盛土内の水位が漸増しにくい構造であると推測できる。

3. 2 盛土材のこぼれ出し状況

開口させなかったCASE1、 $H=4.5\sim 6.0\text{m}$ を開口させたCASE2、 $H=1.5\sim 3.0\text{m}$ を開口させたCASE3では、累積雨量1,500mm以上の降雨作用を与えたがこぼれ出しは発生しなかった。写真-4にCASE4のこぼれ出し状況及び写真-5にCASE6でのこぼれ出し状況、図-3にCASE4、CASE6終了時のこぼれ出し範囲を示す。 $H=0.75\sim 3.0\text{m}$ を開口させたCASE4では、こぼれ出しは即座には発生せず、開始後の累積雨量約800mm(約26時間後)の、水位が開口部下端位置まで達した時点辺りから盛土材がこ

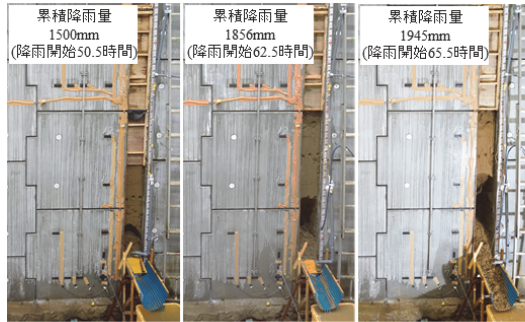


写真4 こぼれ出し状況 (CASE4)

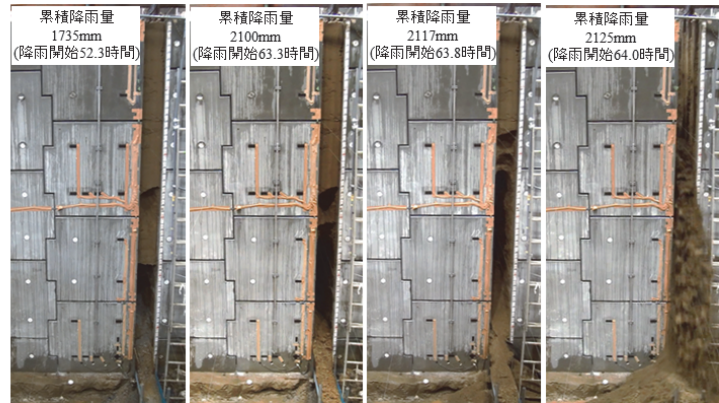


写真5 こぼれ出し状況 (CASE6)

こぼれ出し始めた。含水比が高くなった盛土材は累積雨量約1,500mm(約50.5時間後)付近より流動化して急速にこぼれ出し、その結果盛土の空洞化が生じた。CASE4では、最終的に約0.4m³(補強領域の体積比0.3%)がこぼれ出した。H=0~6mを開口したCASE6では、累積雨量約650mm(開始後約19時間後)の、水位が開口部下端位置まで達した時点辺りからこぼれ出し始めた。累積雨量約1,735mm(約52.3時間後)付近より流動化し、累積雨量約2,125mm(約64.0時間後)にて突如大規模なこぼれ出しが起こり、盛土天端が陥没するに至った。最終的に約2.6m³(補強領域の体積比1.8%)がこぼれ出し、盛土未崩壊部は図-3に示す通り、急勾配のり面が形成されていた。また、CASE5では、CASE4の後、開口部を全て閉塞したうえで盛土材こぼれ出し箇所に碎石を充填して累積雨量約2,500mmの降雨作用を与えたが、こぼれ出しは発生しなかった。

3.3 こぼれ出し後の補強材張力と壁面変位の挙動

図4にCASE1の降雨前後、こぼれ出しが発生したCASE4、CASE6後の補強材の張力分布及び壁面変位量を示す。補強材張力はCASE1の降雨前後で最大1.8kN増加しており、壁面に作用する土圧増加の影響を受けていると考えられる。一方で、降雨後に水位以下に位置することとなった1段目補強材の張力について、降雨前の水位のない状態からの顕著な張力の変化は確認されなかった。CASE6後の張力は初期状態と比較して最大7.4kN程度低下し、こぼれ出しにより補強効果(抵抗力)が損なわれたと考えられる。その一方で、壁面に作用する土圧(作用力)も低下したと考えられる。その結果、補強材が引き抜ける、壁面材が脱落するなど補強土壁が脆性的に崩壊することもなかったと考えられる。また、CASE6後の壁面変位は、測線A(開口部に近い測線)では盛土側に最大約6mm倒れ込む挙動となった。定点カメラによ

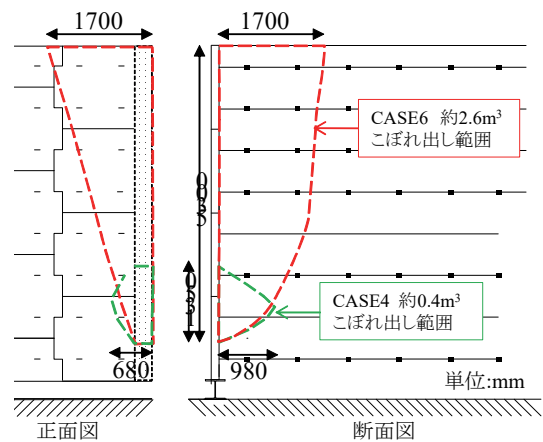


図3 CASE4、CASE6におけるこぼれ出し範囲
(正面図の範囲は、写真5の撮影範囲位置と同じ)

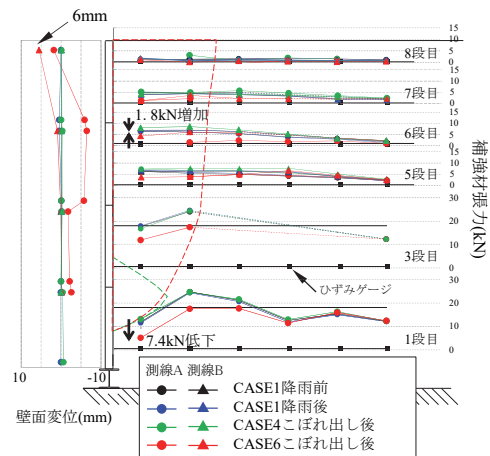


図4 壁面変位及び補強材の張力分布

ると、盛土材がこぼれ出す際に補強材が下方側へ引き込まれ、壁面材が盛土側に倒れ込む挙動が観測されている。また、CASE4後の張力分布と壁面変位はCASE1の降雨後の値からの有意な変化は見られなかった。

図5に各ケースの補強材に作用した最大応力度を工

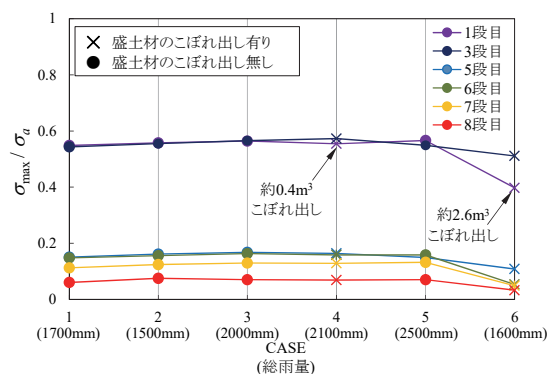


図5 総雨量と補強材応力の変化

法マニュアル³⁾に示す許容応力度で除した値を示す。降雨の繰り返し作用における張力の変化は小さかった。また、補修効果の確認のために盛土材こぼれ出し箇所を砕石で充填したCASE5を含めて、全てのケースで許容応力度に達するような大きな応力は発生しなかった。

4. まとめ

本実験で得られた知見を以下に示す。

- (1) 分割壁面材による補強土壁は、盛土内に浸透した水が壁面材目地部からも排水されるため、盛土内の水位が漸増しにくい構造であると推測できる。
- (2) 補強土壁壁面に開口部が生じた状態で降雨作用を与えても、盛土内水位が開口位置まで達していなければ、必ずしも盛土材が即座にこぼれ出すというものではない。
- (3) 盛土材のこぼれ出しが進行すると、盛土天端が突如陥没することがある。
- (4) 降雨作用でこぼれ出しは進行するが、補強効果（抵抗力）が失われる一方で土圧（作用力）も同時に失われると考えられるため、補強土壁自体は必ずしも脆性的に崩壊するものではない。
- (5) 盛土材がこぼれ出した後に、補修として開口部を全て閉塞したうえでこぼれ出し箇所に砕石を充填したケースでは、累積雨量約2,500mmの降雨作用に対してもこぼれ出しは発生せず、許容応力度に達するような大きな応力も発生しなかった。

補強土壁は、橋梁取付け部や用地制約の厳しいボトルネック部などに用いられることが多く、その変状が道路ネットワークに影響を与えることが懸念される。今回の実験で得られた知見をもとに特に重大な要因であるこぼれ出しについて、異常豪雨のような条件下でもサービス

を中断することなく更新が可能となるような設計、構造・材料等の評価に向けた検討を進めていく予定である。

謝辞

本研究にあたり、日本テールアルメ協会には実験に対して多大なるご協力を頂いた。ここに記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 国立研究開発法人土木研究所ほか：補強土壁の維持管理手法の開発に関する共同研究 共同研究報告書、第486号、136p.、2016
- 2) 一般社団法人日本道路協会：道路土工-擁壁工指針（平成24年度版）、342p.、2012
- 3) 一般財団法人土木研究センター：補強土（テールアルメ）壁工法 設計・施工マニュアル第4回改定版、477p.、2014

7.2 サービスを中断することなく更新が可能となるような設計、構造・材料等を開発評価

7.2.3 土工構造物の信頼性向上に向けた設計法・施工管理手法の研究（カルバート）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動チーム）

研究担当者：佐々木 哲也、酒井 章光、谷本 俊輔、稲垣 由紀子

【要旨】

高耐久性等を発揮するカルバートの設計法の開発に向け、カルバートの変状事例の整理、各部材・部位の変状と道路機能との関係についての検討、フォルトツリーのまとめと見直しを行っている。その結果、進展可能性、道路機能に影響を与える可能性ともに高いと考えられる変状として、上部道路の活荷重による頂版のひびわれや、漏水を伴うコンクリート部材の変状、導水工部材の取付不良や継手部の開き・ずれの部分からの水や土砂の流入が考えられた。特にこれらの変状について、設計段階での検討、経過観察、早期の措置を行うことは、効率的に道路機能を維持するのに有効と考えられた。

キーワード：カルバート、変状、フォルトツリー、進展可能性、道路機能

1. はじめに

7.1.7では、平成28年度よりカルバートの部材別・部位別に変状やその要因、素因を整理し、変状への経路についてまとめてきた結果を示したが、本節では各種変状の進展がカルバート内空や上部道路の道路機能に与える影響について整理している。

これを踏まえて平成30年度は、平成29年度に検討したフォルトツリーのうち、部材別・部位別の変状から道路機能の喪失や耐久性低下、利用者被害に至る部分について見直しを行うとともに、部材別・部位別の変状形態・進行程度と、道路機能の関係について整理した。

2. カルバートの変状の進展が道路機能に与える影響

平成30年度までに事例整理の対象とした計170体のカルバートは主に、「シェッド、大型カルバート等定期点検要領」¹⁾に基づき定期点検の結果、判定区分がⅢ（早期措置段階）と報告されたものである。7.1.7に示したこれらのカルバートの各部材・各部位で見られた変状の進展が道路機能に与え得る影響について以下に示す。なお、現状で道路機能に影響を生じている事例はなく、以下は変状が進展した場合に想定される最悪の状況として示している。

2.1 頂版のひびわれ

7.1.7に示したとおり、頂版には、乾燥収縮、上載土圧、活荷重、偏土圧等、要因の異なる多数のひびわれが同時に生じることが多いが、個々のひびわれ自体は、幅や深さ、長さが小さなもので進展しない間は、内空の道路機能に特段の支障を及ぼさないと考えられる。また、乾燥収縮によ

るひびわれのように、コンクリートの強度発現機構や材料特性として生じるひびわれも、幅や深さが著しく大きくなることや、漏水や錆汁を伴う状態への進展がなければ、特段の支障はないと考えられる。

一方で、単独や少数のひびわれ、乾燥収縮によるひびわれでも、幅や深さが大きくなると、鉄筋が大气や水分に触れて腐食し、耐久性の低下につながる事が考えられる。また、多数のひびわれが生じ、例えば写真-1の例のように亀甲状となった場合などは、ひびわれの深さが増すと、コンクリートのうき・剥離が生じ、コンクリート片が落下して利用者被害に至るおそれがある。さらに、コンクリートの剥離後に露出した鉄筋が腐食すると、頂版の部材としての強度も損なわれる可能性がある。このように、頂版のひびわれの進展が放置されると、耐久性低下だけでなく利用者被害や頂版の耐荷力不足のおそれから、主に内空道路が通行不可となることで道路機能の喪失に至ることが想



写真-1 亀甲状のひびわれの例

定される。

そのため、頂版の各ひびわれに関しては、カルバート完成当時からの進展状況に着目する必要がある。また、予防保全の観点から、ひびわれ幅や深さに応じての補修が望ましい。ひびわれが進展してもコンクリートのうきが生じる前であれば、比較的幅や深さの大きいひびわれへの注入等の措置が想定される。この場合は、限定的な範囲の一時的な通行止めに対応可能と考えられる。写真-2 の例では、内空道路2車線のうち1車線を通行可として、頂版のひびわれへの注入を行っている。コンクリート片の剥離から鉄筋の腐食、頂版の強度不足へと進展するほど、措置のため通行止めにする範囲や時間も増え、内空道路の機能に及ぼす支障も大きくなる。

頂版のひびわれのうち進展可能性の高いものとしては、上部道路の活荷重による頂版のひびわれが考えられる。カルバート中央付近に複数の縦断方向のひびわれが比較的狭い間隔で集中的に生じることが多く、偏土圧の影響も受ける場合はこうしたひびわれが片側に寄って発生することが考えられる。活荷重の繰り返しでの荷重を受け続け、ひびわれの幅や深さが増す可能性が高い。定期点検の判定区分がⅢ（早期措置段階）のカルバートでは5年以内に適切な措置が求められるが、措置が行われるまでの間にも、各ひびわれの状態が進展することや、付近に発生した他のひびわれと接続して亀甲状に近づくことも想定される。

頂版の耐荷力不足の措置では、内空道路の通行止めを要する範囲や時間が増えるだけでなく、措置を行う期間中の活荷重の影響を避けるために上部道路の通行止めを要する状況も想定され、内空、上部道路ともに道路機能に大きく支障を及ぼすことになる。土かぶりが薄い（概ね2.5m以下）、かつ上部道路の交通量が元来多いあるいは上部道路の拡幅等により増加した場合は、活荷重の影響を受けやすいと考えられるので、上部道路の交通の変化とともに、頂版のひびわれの進展は注意深く観察・記録・保存され続ける必要があるといえる。

また、7.1.7の変状事例の整理で対象とした170事例のうち、活荷重による可能性が考えられる頂版のひびわれが発生しているカルバートは48事例あったが、そのうち少なくとも23事例が1999年以前に供用が開始されたものであった。設計時の活荷重は、平成11年（1999年）3月の「道路土工—カルバート工指針」³⁾以降はT-25が用いられているが、それより前の道路土工指針（例えば4）ではT-20が用いられ、より小さな荷重で設計されており、相対的に耐荷力が低い可能性が考えられ、ひびわれが発生しやすくなっている可能性もあるので、十分な頻度での観察や



写真-2 ひびわれ補修の例

記録が必要と考えられる。

その他、偏土圧によるひびわれは、カルバートの片側に寄って発生するなど、特定の位置に集中する傾向がある。こうしたひびわれが進展するとカルバートの頂版の特定の部位に弱点箇所を生じる一方、ひびわれの発生する部位は限定される。斜角が小さい、坑口の両側が非対称な構造など、偏土圧を受けることが想定されるカルバートでは、偏土圧の作用、偏土圧によるひびわれが生じる位置を適切に予測・評価することで、効率的な措置を実施して、内空や上部道路の道路機能に与える支障を少なく抑えることが可能と考えられる。7.1.7でもカルバート横断面への土圧分布が左右非対称な状況を想定した試算の結果、頂版の曲げモーメントが最大となる位置と、偏土圧の影響により頂版のひびわれが集中する位置は、概ね整合するものと考えられた。このように安全性等を評価のうえ、評価結果に応じて措置を行っていくことが考えられる。

2.2 側壁のひびわれ

側壁のひびわれの多くは乾燥収縮または温度応力によるものと考えられるものであり、開口幅は0.2~0.5mm程度であった。これらはコンクリートの強度発現機構や材料特性として生じるもので、進展がなければ、利用者被害や耐荷力不足に至ることや、短期間で著しく耐久性を低下させる可能性は低いと考えられる。

一方、少数であるが、偏土圧や不同沈下が疑われるひびわれや、局所的で幅や長さの大きなひびわれが見られることもある。偏土圧による場合は、片方の側壁にひびわれの本数が集中する。不同沈下による場合は、斜め方向のひびわれとなる。局所的に大きなひびわれが見られる場合は、方向や長さ、発生位置等の特徴が当該カルバート毎に異なるが、施工不良や供用後に衝突を受けたこと等が疑われるとともに、耐久性を低下させ、漏水やうきが生じる契機、

構造上の弱点箇所になりやすい。進展があり、それが放置された場合は、耐久性低下だけでなく、コンクリートの剥離による利用者被害や耐荷力不足のおそれから道路が通行不可となることで道路機能の喪失に至ることが想定される。しかし、予防保全の観点での補修では、限定的な範囲の一時的な通行止めで対応可能と考えられるので、施工状況やひびわれ発生の経緯が確認されるとともに、予防保全のための措置や、進展の観察・記録・保存が適切に実施される必要がある。

2.3 ウイングのひびわれ

ウイングのひびわれには乾燥収縮やアルカリ骨材反応によると考えられるものが多い。乾燥収縮によるひびわれで進展がなければ特段の支障はないと考えられる。

一方、アルカリ骨材反応によるひびわれが進展した場合には、凍害や化学的侵食への耐久性が弱くなり、鉄筋腐食に至る可能性が高くなるので、錆汁の状況等を通して進展状況の観察は必要と考えられる。

また、写真-3の例のようにウイングのコンクリート打継不良の部分と考えられる部分やその周辺から水が流入して鉄筋が腐食し、錆汁が出る場合にも、立地条件等による水の流入のしやすさや、錆汁発生の持続性の確認は必要と考えられる。



写真-3 ウイング打継不良部からの錆汁

2.4 材料劣化に伴うコンクリート部材の変状

頂版や側壁、ウイングの各コンクリート部材においては、ひびわれの進展や、衝突等によると考えられる欠損(写真-4)、継手部の開きや導水工の破損による漏水(写真-5)を契機に、コンクリートのうき・剥離・鉄筋露出に至ることがある。また、ひびわれからの漏水や遊離石灰が見られることがある。これらの進展が放置されると、耐久性低下だけでなく、コンクリート片の落下による利用者被害や、鉄筋が腐食してコンクリート部材としての強度を確保で



写真-4 コンクリート欠損の例



写真-5 導水工からの漏水を契機にした変状の進展の例



写真-6 うき・剥離のたたき落とし後の様子の例

きなくなることで、内空道路の安全な通行に支障をきたし、道路機能喪失に至るおそれがある。また、各部材の耐荷力が不足し、カルバートやウイングが崩壊した場合には、盛土もそれに追従して変形や崩壊に至り、上部道路の機能喪失に至るおそれもある。特に、集水地に立地するなどにより、量が多く持続的な漏水を伴う場合、措置を行うまでの間にも、周辺の部材が水分を受けて劣化しやすいと考えられるため、発見後早期の措置が望まれる。

措置としては、変状が生じている部分のコンクリート片のたたき落とし（写真-6）やモルタル吹付け、漏水対策等が想定され、早期の措置であれば、限定的な範囲の一時的な通行止めで対応可能と考えられる。この時、措置をした箇所が新たな変状の契機とならないよう、モルタル吹き付け等では補修跡こうきが生じないような施工、漏水対策では措置後の経過観察等が必要である。

2.5 継手部の変状

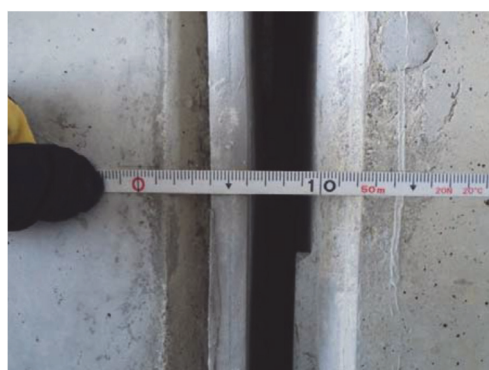
継手部の変状には、部材の経年劣化のみで他の各種変状を伴わないものと開き・ずれを伴うもの（写真-7）があり、前者であれば進展可能性も高くないと考えられる。一方、後者の場合、開口幅やカルバートブロック間の段差が大きくなり続けると、内空道路面に著しい段差が生じて道路機能の喪失に至るおそれがある。また、カルバートブロック間の隙間から内空に土砂や水が流入するようになり、その量が増えたまま放置されると、内空の湛水や土砂による閉塞に至り、道路機能の喪失に至るおそれがある。寒冷地のカルバートでは、流入する水が大きな氷柱となり、落下して利用者被害を生じることも想定される。事例整理の対象とした範囲では、道路機能喪失は報告されていないが、カルバートブロック間の隙間や段差は、大きなもので隣接するカルバートブロックの部材表面間の距離で10cm程度であった。

こうした状況ではカルバート背面の盛土も緩みや変形が進行していると考えられるため、上部道路でも、盛土の沈下や崩壊、盛土の空洞化による陥没に伴い路面に著しい亀裂や段差が生じ、道路機能の喪失に至るおそれがある。

これを防ぐため、継手部の開き・ずれの要因と考えられる基礎地盤の沈下、盛土の変形等が、一時的なものか、継続し得るものかの判断とそれに応じた方法や程度の措置が必要である。その際、継手部の開き・ずれの空間的分布や周辺の地形から、各ブロックや全体としての変位や沈下の状況、今後想定される荷重の作用の変化を総合的に踏まえた判断が必要である。

基礎地盤の沈下や盛土の変形が一時的なものか判断されれば、継手部の止水等の補修で対応可能と考えられる（写真-8）。軟弱地盤や集水地に設置されているなどで継続し得るものであれば、基礎地盤やカルバートブロックの沈下量、盛土の変形量を継続的に観測のうえ、収束が見られた時点でカルバートブロック間や上部道路または内空道路の路面の段差を擦り付けることが想定される。こうした対応は、限定的な範囲の一時的な通行止めで可能と考えられる。写真-8の例は、定期点検で5cm程度の継手部の開きが報告され、経過観察後に止水されたものと考えられ

る。当該カルバートは、軟弱地盤に立地していたことや、盛土が集水しやすかったことから、内空への水や土砂の流入が懸念され、早期に補修したものと考えられる。収束が見込めない場合は、沈下の促進や継続的な沈下を見越した措置が必要となるが、カルバートが追従可能な沈下量にも限りがある。また、カルバートの施工前であれば、プレロードや内空断面の余裕確保、上げ越し等をするが、供用開始後では、これらのための用地や内空断面の確保が難しい。仮に空間を確保できても、通行止めが必要な範囲や時間が増え、道路機能に与える支障が大きい。そのため、継続的



(a) 開き



(b) 鉛直方向の段差



(c) 水平方向の段差

写真-7 継手部の開き・ずれを伴う変状の例



写真-8 開いた継手部の止水の例

な基礎地盤の沈下や盛土の変形については、軟弱地盤の厚さや分布、集水しやすい箇所、措置の方法も含め、設計の段階で十分に検討する必要があるといえる。

2.6 ウイング取付部の変状

ウイング取付部の変状にも、止水材の経年劣化のみで進展可能性の高くないものと、盛土の変形や基礎地盤の沈下に伴いカルバートや盛土との間にずれ・開きが生じているものがある。後者の場合は、ウイングとカルバートや盛土との間の開きや段差が大きくなると、ウイングとカルバートや盛土との間に生じた隙間から土砂や水の流出が見られることがある。土砂や水の流出が増え続ける場合には、盛土が緩みや変形により、沈下や崩壊、空洞化に伴う陥没に至り、上部道路の路面に著しい亀裂や段差を生じ、道路機能が喪失されるおそれがある。

事例整理の対象とした範囲では、ウイングとカルバートや盛土の間に生じた段差は、大きなもので5~10cm程度であったが、道路機能への影響は報告されていない。こうしたカルバートの多くで延長が概ね30mを超えており、盛土量全体に対して、ウイングとの間に生じた隙間や段差の影響は大きなものではなかったことが考えられる。ただし、延長が短いカルバートで、盛土内部の緩みや変形も進んでいる場合は、ウイング取付部の変状による影響も大きくなることが考えられる。

これを防ぐため、カルバートブロック間の開き・ずれに対する場合と同様、要因となった基礎地盤の沈下や盛土の変形の継続可能性の判断とそれに応じた方法や程度の措置や設計上の配慮が必要である。

2.7 排水施設の不具合

排水施設の不具合が放置されたまま進展すると、カルバート内空への漏水が著しくなることや内空に流入する雨水や地下水の排水が悪くなることで、写真-9のように天候と関係なく内空に水溜りができるだけでなく、湛水、

緩みや変形の進んだ盛土の崩壊、空洞化による上部道路の陥没が生じて、道路機能の喪失に至るおそれがある。道路機能喪失は事例整理の対象とした範囲では報告されていないが、盛土の状態によっては豪雨や地震を契機に起こることも考えられる。

これを防ぐため、カルバートブロック間に設けられた導水工の損傷に対しては、2.5および2.6に述べた継手部やウイング取付部の変状と同様の考え方で、措置や設計上の配慮が必要である。また、排水溝の詰まりに対しては、排水溝の清掃も考えられる。

2.8 底版直下の空洞発生

7.1.7 に示したとおり、底版に関する変状としては水路カルバートの基礎地盤の洗掘や不同沈下により、底版直下に空洞ができ、数10cmに及ぶ場合もある(写真-10)。空洞が進展してカルバートの傾斜や空洞への盛土材の吸出しが起こった場合、盛土が崩壊して上部道路面に著しい亀裂や段差が生じ、道路機能が喪失されるおそれがある。

水路カルバートで洗掘の事例数は少ないが、20~60cm程度の空洞が発生していた。これらのカルバートはいずれも土かぶり2~5m程度を有し、道路の下を横断していたが、道路機能への影響は報告されていない。少なくとも半数が供用開始から40年以上経過しており、長期にわたる洗掘で底版直下の空洞が大きくなっているものの、カルバートが周辺の盛土に拘束され、著しい沈下や傾斜には至っていない状況が考えられる。土かぶりが小さく、盛土によるカルバートの拘束が不十分な場合はカルバートの沈下や傾斜が起こりやすくなることが考えられる。また、豪雨や地震を契機に盛土材の吸出しが起こり、道路機能の喪失に至る可能性も考えられる。水路として供用される部分を含むカルバートは、その目的から常時流水の作用を受けていることや、集水地や傾斜地盤に設置される場合も多いことから、設計および施工の段階で現場条件を踏まえた



写真-9 内空の水たまり



写真-10 底版直下の洗掘の例

洗掘防止の検討が必要といえる。道路カルバートでも、軟弱地盤や集水地、基礎地盤条件変化部に設置される場合、不同沈下の程度や継続期間の想定を踏まえた検討が必要となる。

2.9 内空道路路面の変状

内空道路路面の亀裂・段差には、発生する位置や方向によって多様な要因が考えられ、発生要因毎に進展可能性や必要な措置も異なる。土かぶりの小さなカルバートであれば、亀裂から流入した水分がカルバート本体に到達して、コンクリート部材を劣化させる可能性も考えられるが、局所的に表れ、舗装材の劣化のみが要因であれば、道路機能の喪失や利用者被害への進展可能性は低いと考えられる。

寒冷地で凍結融解が要因のものであれば、路面全体で進展する。凍結融解への対策として凍結防止剤が散布されるが、凍結防止剤に含まれる塩分によりコンクリート部材中の鉄筋や内空の附属物の鋼製部材が腐食し、附属物等が落下して利用者被害を発生させるおそれもあるため、凍結防止剤は塩分による影響を考慮のうえ適切に使用する必要がある。

カルバートブロックの不同沈下や相対変位に伴い継手部に沿って発生した亀裂・段差については、進展が放置されると、内空道路路面の著しい段差等による道路機能喪失に至るおそれがある。事例整理の対象とした範囲では、目視可能な程度の亀裂や開口幅で1mmを超える亀裂が見られた事例はあったが、隣接するカルバートブロック間ほどの段差は報告されていない。構造上、内空道路路面の大きな亀裂や段差は現れにくいと考えられるが、継手部の変状と同様の考え方で適切な措置が必要と考えられる。

2.10 上部道路路面の変状

上部道路路面の亀裂・段差の発生にも多様な要因が考えら

れ、発生要因毎に進展可能性や必要な措置も異なる。局所的に舗装の劣化のみが要因の場合、道路機能の喪失や利用者被害への進展可能性は低いと考えられる。

一方、寒冷地における凍上が起こると、開口幅や長さの大きな亀裂の発生や、路床・路盤の支持力低下が生じ、道路機能の喪失に至るおそれがある。凍上に対しては、設計・施工の段階においてはカルバート頂版上部や側壁背面を非凍上性の材料で置き換える措置、あるいは板状断熱材で被覆する措置が考えられる。供用開始後では、カルバート内空を板状断熱材で被覆する措置が考えられるが、内空における被覆の剥離により凍上対策の効果が得られないことや利用者被害が起こらないよう、被覆材は内空のコンクリート部材面に確実に付着させる必要がある。

また、カルバートと盛土の境に沿って上部道路横断方向に発生するひびわれは、カルバートと盛土の不同沈下に伴うものと考えられ、進展が放置されると、盛土の崩壊や路面の著しい段差が生じて道路機能喪失に至るおそれがある。さらに、開きの生じた継手部やウイング取付部から盛土材が流出し続けると、盛土内が空洞化し、上部道路路面が陥没して道路機能喪失に至るおそれがある。道路機能喪失は事例整理の対象とした範囲では報告されていないが、盛土の状態によっては豪雨や地震を契機に起こることも考えられる。

これらについては、2.5で前述した継手部の開き・ずれに対する場合と同様の考え方で盛土の変形に対する措置が必要である。

3. カルバート変状に関するフォルトツリー（変状から道路機能の喪失等まで）

2. まですでにカルバートの部材別・部位別に各種変状と耐久性低下、利用者被害への進展可能性や道路機能への影響について整理した結果をもとに、引き続きカルバートに関するフォルトツリーを検討する。

ここでのフォルトツリーでは、カルバートの機能への影響に至るまでの経路を素因—要因—変状—機能喪失等を生じ得る状態の一連で示している。各部材・部位の変状が進展しても、耐久性低下や利用者被害は懸念されるが、必ずしも機能喪失には至らない場合もあると考えられる。一方、変状の種類によっては、耐久性低下・利用者被害・機能喪失が同時に発生することも、直接または耐久性低下や利用者被害を生じ得る状態を経て機能喪失に至ることも考えられる（図-1）。

フォルトツリーの中で、変状—機能喪失等を生じ得る状態については2.の内容をもとに、図-2のように整理でき

と考えられる。変状以前の部分、つまり素因→要因→変状の経路については、7.1.7で示したので、図-2はその先につながる部分に当たる。

比較的軽微で進展していないコンクリート部材のひびわれのみであれば、耐久性低下に至る可能性はあるが、即座に利用者被害や機能喪失に至る可能性は低い。ひびわれでも進展が著しい場合や材料劣化に伴う変状が発生している場合には、耐久性低下だけでなく利用者被害や耐荷力不足に伴う機能喪失に至る可能性もある。継手部等、コンクリート部材以外の変状が耐久性低下や利用者被害を生じ得る状態まで進展すると、機能喪失も起こり得る。また、盛土の崩壊は、各部の変状を契機に生じて機能喪失を生じさせるとともに、盛土の変形を要因とする他の変状を二次的に発生させると考えられる。そのため、盛土の崩壊に至らないような設計・施工段階での配慮や維持管理が必要といえる。

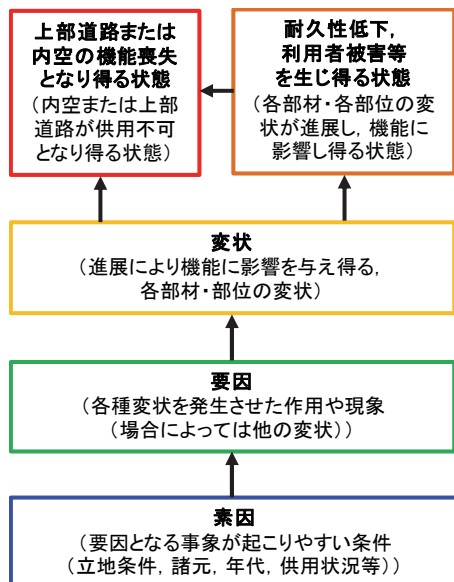


図-1 フォルトツリーイメージ

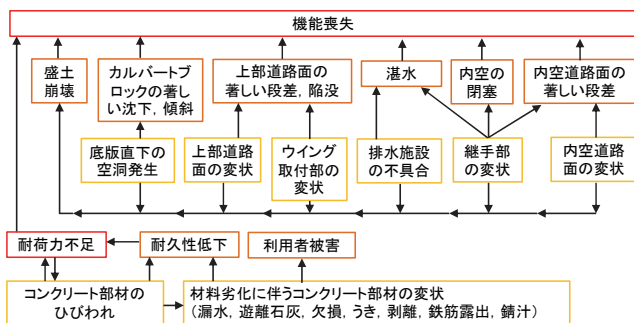


図-2 各部材・部位の変状と道路機能喪失に至る状態の関係

4. 道路機能への影響を考慮した各種変状への対応

3.で各種変状が進展し続けた場合の道路機能への影響についてフォルトツリー形式でまとめたが、機能喪失に至るまでの経路は多様であり、点検や措置を要する変状の種類も多い。一方、事例整理の対象とした170事例の範囲では、現状で機能喪失は報告されていない。

こうした状況から、変状の進展可能性だけでなく道路機能に影響が生じる可能性も考慮し、機能喪失に至りやすい経路に着目することが、設計・施工上の適切な配慮や効率的な維持管理につながると考えられる。

そこで、相対的ではあるが、図-2のフォルトツリーに示される各種変状の進展可能性および道路機能に影響を与える可能性を整理し、表-1にまとめた。進展可能性については、変状の状態や程度が進行する可能性の高さを想定して示している。道路機能に影響を与える可能性は、変状事例整理の状況も踏まえ、実際に影響が生じる可能性の高さを想定して示している。常時でも道路機能に影響を与える可能性が高いものは「高」、変状は進展していても道路機能に影響が生じる可能性は常時では低く、豪雨や地震を契機に高くなると考えられるものを「中」、直接道路機能に影響を与える可能性が低いものを「低」としている。なお、表-1中で「条件による」としたものは、個別の条件次第で変状の進展可能性や道路機能に影響が生じる可能性が変わり、総合的な判断を要することが考えられるものである。

4.1 変状毎の進展可能性と道路機能に影響が生じる可能性

表-1より変状毎に進展可能性と道路機能に影響を与える可能性の組み合わせが異なる。この組合せに応じて、それぞれ以下のような対応が考えられる。

1) 進展可能性・道路機能に影響を与える可能性ともに高い変状

設計での考慮や、経過観察、早期の措置が特に必要と考えられる。

2) 進展可能性は高いが、道路機能に影響を与える可能性が「中」の変状

変状の進展が即座に道路機能に影響を生じる可能性は低い、豪雨や地震の後には状態を確認することが望ましいと考えられる。

3) 進展可能性・道路機能に影響を与える可能性も低い変状

耐久性低下の可能性がある場合の軽微な補修程度の対応が考えられる。

表-1 変状の進展可能性および道路機能に影響を生じる可能性

変状	進展可能性	道路機能に影響を与える可能性	
コンクリート部材のひびわれ	乾燥収縮または温度応力によるひびわれ	低	低
	活荷重によるひびわれ	高	高 (部材の耐久性低下・耐荷力不足)
	上載土圧によるひびわれ	低	低
	偏土圧によるひびわれ	条件による	条件による
	不同沈下によるひびわれ	条件による	条件による
	アルカリ骨材反応によるひびわれ	条件による	条件による
	施工不良によるひびわれ	条件による	条件による
	衝突によるひびわれ	条件による	条件による
材料劣化に伴うコンクリート部材の変状 (漏水、遊離石灰、欠損、うき、剥離、鉄筋露出、錆汁)	漏水を伴う変状	高	高 (部材の耐久性低下・耐荷力不足)
	漏水を伴わない変状	条件による	条件による
底版直下の空洞発生	洗掘による底版直下の空洞	高	中 (豪雨や地震に伴う盛土崩壊)
	不同沈下による底版直下の空洞	条件による	中 (豪雨や地震に伴う盛土崩壊)
上部道路路面の変状	局所的な舗装の劣化	低	低
	凍上による亀裂	条件による	高 (路床・路盤の支持力不足)
	カルバートと盛土の不同沈下による亀裂	条件による	高 (上部道路路面の著しい段差、陥没、盛土の崩壊)
ウイング取付部の変状	止水材の経年劣化のみ	低	低
	ウイング取付部における隙間・段差の発生、水や土砂の流出	高	中 (豪雨や地震に伴う盛土崩壊、上部道路路面の陥没)
排水施設の不具合	導水工部材の経年劣化のみ	低	低
	導水工部材の取付不良、そこからの漏水	高	高 (部材の耐久性低下・耐荷力不足、盛土崩壊、上部道路路面の陥没)
	排水溝の詰まり	条件による	低
継手部の変状	継手部材の経年劣化のみ	低	低
	基礎地盤の沈下や盛土の変形による開き・ずれ、そこからの水や土砂の流入	高	高 (部材の耐久性低下・耐荷力不足、盛土崩壊、上部道路路面の陥没、内空の閉塞)
内空道路路面の変状	局所的な舗装の劣化	低	低
	凍結融解による亀裂	低	低
	継手部に沿った亀裂・段差	条件による	条件による

4) 進展可能性・道路機能に影響を与える可能性の少なくとも一方に「条件による」が含まれる変状

施工条件、立地条件、供用状況を踏まえて進展可能性を推定し、それに応じた対応が必要と考えられる。逆に、適切な施工や維持管理により、進展や道路機能への影響を抑制や軽減することも期待できる。例えば、凍上による上部道路の亀裂であれば、凍上対策により進展を抑え、道路機能への影響を軽減することも期待できる。

4.2 重点的な対応を要する変状

各種変状の進展可能性と道路機能に影響を与える可能性を考慮すると、特に4.1の1)に当たる変状に対しては重点的な対応が必要である。活荷重によるひびわれ、漏水を伴うコンクリート部材の変状、盛土の変形や基礎地盤の沈下に伴う導水工部材の取付不良や継手部の開き・ずれの部分からの水や土砂の流入がこれに相当すると考えられる。変状の進展可能性も高いが、常時においても部材の

耐久性低下や耐荷力不足による道路機能喪失が生じる可能性が高いと考えられるので、進展状況の把握と早期の措置による進展の抑制が必要と考えられる。

これらの変状に次いで重点的な対応を要するのが、4.1の2)に当たる変状で、洗掘による底版直下の空洞や、盛土の変形や基礎地盤の沈下によるウイング取付部における隙間・段差の発生、水や土砂の流出がこれに相当すると考えられる。常時で道路機能に影響を与える可能性は低くても、空洞や隙間・段差の寸法は比較的大きく、盛土の緩みや変形の状況によっては豪雨や地震を契機に盛土崩壊やそれに伴う機能喪失に至る可能性は考えられるため、豪雨や地震の前後での盛土や上部道路、カルバートの状態の変化に着目する必要があると考えられる。

4.1の3)または4)に当たるその他の変状については、適切な施工や耐久性低下に備えた補修により、進展や道路機能への影響を抑えることが可能と考えられる。

5. まとめ

定期点検で判定区分Ⅲ（早期措置段階）と報告されたカルバートを主な対象として、カルバートの部材別・部位別の変状形態やその要因・進展可能性について引き続き整理し、平成 29 年度にまとめたフォルトツリーの見直しを行った。また、平成 30 年度は、部材別・部位別の変状の進行程度と道路機能の関係について整理した。

即座に内空や上部道路が通行不能となって道路機能を喪失させるような事例はなかった。しかし、進展可能性があり、進展が放置されると利用者被害、耐久性低下や道路機能の喪失に至る可能性のある変状を含むカルバートも多く見られた。

各種変状のうち、進展可能性が高いことが想定されるものとしては、盛土の変形や基礎地盤の沈下を要因とする継手部の開き・ずれ、カルバートブロック間に設置された導水工の破損、継手位置や盛土とカルバートの境目に沿って生じる路面の亀裂・段差のほか、上部道路の活荷重や偏土圧を発生要因とする頂版のひびわれが考えられた。これらが進展し続けた場合には、安全性や供用性の維持に支障をきたす状態に至り、道路機能に影響する可能性がある。また、凍結融解や凍上による路面の亀裂や、水路カルバートの基礎地盤の洗掘も、事例数としては比較的少ないが、進展可能性の大きな変状と考えられた。

これらの変状が見られても常時ならば即座には道路機能の喪失に至らないが、変状の度合いが進展するほど、措置のために通行止めを要する範囲や時間が増えることが想定されるので、早期の措置を行うのが効率的と考えられる。

盛土の変形や基礎地盤の沈下を要因とする変状は、継手部や内空道路・上部道路の路面、導水工など広範囲に現れ

る。軟弱地盤や集水地に設置されるカルバートでは、盛土の変形や基礎地盤の沈下の継続性や措置の方法についても設計段階から十分な検討が必要と考えられる。

1 つのカルバートで発生要因の異なる複数の変状が確認されることがほとんどであるため、進展可能性や道路機能に影響が生じる可能性が高い変状について重点的に設計段階での検討、経過観察や要因分析、早期の措置を行うことが効率的な道路機能の維持には有効と考えられる。各種変状について、進展可能性と道路機能に影響を生じる可能性を整理したところ、活荷重によるひびわれや、漏水を伴うコンクリートの変状、盛土の変形や基礎地盤の沈下に伴う導水工部材の取付不良や継手部の開き・ずれの部分からの水や土砂の流入については、常時においても道路機能に影響が生じる可能性が高いと考えられ、特に重点的な対応が必要と考えられる。また、洗掘による底版直下の空洞や、盛土の変形や基礎地盤の沈下によるウイング取付部における隙間・段差の発生、水や土砂の流出については、豪雨や地震を契機に道路機能に影響が生じる可能性は考えられ、特に豪雨や地震の前後での状態の確認を要すると考えられる。

参考文献

- 1) 国土交通省 道路局：シェッド・大型カルバート等定期点検要領、61p.、平成 26 年 6 月
- 2) 国土交通省 道路局 国道・防災課：シェッド、大型カルバート等定期点検要領、23p.、平成 26 年 6 月
- 3) (社) 日本道路協会：道路土工—カルバート工指針、242p.、平成 11 年 3 月
- 4) (社) 日本道路協会：道路土工—擁壁・カルバート・仮設構造物工指針、308p.、昭和 62 年 5 月

7.3 簡易な点検で更新時期や更新必要箇所が明らかとなる設計、構造・材料等を開発・評価

7.3.1 土工構造物の信頼性向上に向けた設計法・施工管理手法の研究（補強土壁）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（施工技術チーム）

研究担当者：宮武裕昭、藤田智弘、佐藤登、新田武彦

【要旨】

現行の土工構造物の設計においては静的な安定検討を基本としており変形を直接的には考慮していない。そのため、重要度の高い土工構造物、新形式の土工構造物や変形が生じた土工構造物等の性能を適切に評価することができず、信頼性の高い土工構造物の構築、適切な新形式構造等の導入やメンテナンスサイクルの確立の支障となっている。このような問題に対応していくためには、土工構造物の変形を考慮した性能評価手法や変形が生じた土工構造物のマネジメント手法を確立する必要がある。本報告では、土工構造物にとって致命的となる変状発生形態、変状発生後の性能低下の度合い、及び変状発生後に有効だと考えられる措置の効果を明らかにすることを目的に、特に変形による性能への影響が大きいと考えられる補強土壁を対象として実大模型実験を実施した。具体的には、補強土壁の実大模型を土槽内に構築し、補強土壁に隣接する構造物との取合い部の相対変位による目地の開きを模擬した開口部等を予め設けたうえで、補強土壁上方からの降雨により盛土内に水を浸透させて盛土材をこぼれ出させた。また、こぼれ出し箇所に碎石を充填して降雨の作用を与えて、補修方法の効果を確認した。実験の結果、開口部が生じた状態で降雨作用を与えても、盛土内水位が開口位置まで達していなければ、必ずしも盛土材が即座にこぼれ出すというものではないこと等の知見をまとめた。

キーワード：補強土壁、変状、降雨実験、補修

1. はじめに

道路をはじめとする構造物の延長の大半を占める土工構造物は、被災した場合にも復旧が容易であると考えられてきたが、近年土工構造物の大型化や新しい形式の導入により、被災時に復旧が容易でないものも増えている。

土工構造物の設計は静的な安定検討を基本としており、変形を直接的には考慮していない。一方で、土工構造物は、使用する材料や地盤条件等が極めて多岐にわたるため、設計・施工において相当の不確実性を考慮せざるをえず、作用と応答も不明確な部分が多いことからある程度の変形を許容せざるを得ない。

そのため、重要度の高い土工構造物、新形式の土工構造物や変形が生じた土工構造物の性能評価を適切に行うことができず、信頼性の高い土工構造物の構築、適切な新形式構造等の導入やメンテナンスサイクルの確立の支障となっている。

このため、土工構造物の信頼性向上、新形式構造の適切な導入、メンテナンスサイクルの確立に向け、道路土工構造物の変形を考慮した性能評価手法を構築する必要がある。

本研究では、土工構造物のうち変形後に特に性能への

影響が大きいと考えられる補強土壁を取り上げ、次の3つを達成目標としている。

- ① 既往の変形事例の分析を通じて、変状形態、変状要因及び許容しうる変形の程度を明らかにする。
- ② 構造形式、使用材料等の構造物の要素に応じて、基礎地盤や周辺盛土の変形が性能に与える影響を評価する手法を提案することで、新設土工構造物の設計及び変形が生じた既設道路土工構造物の性能の評価の基盤とする。
- ③ 変形が生じた道路土工構造物の性能評価手法を元に適切な点検・評価・対応手法を体系化した維持管理手法を提案する。

補強土壁は、盛土材のこぼれだしが生じなければ、他の土工構造物と同様、崩壊の初期の段階では嵩上げ盛土部や路面上のクラック等の軽微な変状が生じ、その後それらが緩やかに拡大しながら崩壊にいたる¹⁾と考えている。そこで、本年度の研究は、特に補強土壁の性能への影響が大きいと考えられる盛土材のこぼれ出しに着目し、以下の内容について実施した。

上記の達成目標の②について、盛土材のこぼれ出しによる補強土壁の変状の詳細な進行過程の解明を目的とし

て、異常降雨作用下での挙動確認実験を行った。具体的には、補強土壁の実大模型を土槽内に作製して、補強土壁に隣接する構造物との取合い部の相対変位による目地の開きを模擬した開口部等を予め設けたうえで、補強土壁上方からの降雨により盛土内に水を浸透させて盛土材をこぼれ出させた。

上記の達成目標の③について、前述の模型実験の続きで、盛土材のこぼれ出し後の補修方法の効果を検証した。具体的には、盛土材のこぼれ出し後に開口部を閉塞して、こぼれ出し箇所を砕石を充填したうえで、異常降雨を作用させた。

本報告では、研究開発プログラムの研究開発目標：「簡易な点検で更新時期や更新必要箇所が明らかとなる設計、構造・材料等を開発・評価」について報告する。

2. 補強土壁の変状の進行過程の解明及び補修効果の検証を目的とした模型実験の概要

こぼれ出しによる補強土壁の変状の進行過程を確認するために、補強土壁に隣接する構造物との取合い部の相対変位による目地の開きを模擬した開口部等を予め設けたうえで、降雨により補強土壁上方から盛土内に水を浸透させた。また、こぼれ出し後の補修方法の効果を検証するために、こぼれ出し箇所を砕石を充填して降雨の作用を与えた。

2. 1 補強土壁の実大模型概要

実大模型はコンクリートピット内に構築された、壁高H=6.0mの補強土壁(写真-1)である。補強材は鋼製の帯状補強材を用いた。盛土材の締固めは、作為的にこぼれ出しを進行しやすくするという観点に加えて、こぼれ出しが生じる要因となる盛土の施工不良などを想定して、道路土工-擁壁工指針²⁾において補強土壁の締固め管理基準値の目安として示している90%よりも低い85%とした。また、排水施設の不足・不良を想定して、壁背面排水層は未設置とした。さらに、補強土壁に接する側面、底面及び背面のコンクリートピットから排水されない状況で実験を行った。本実験の計測項目は図-1に示す位置にて、壁面材に設置した変位計により壁面の変形、各段の補強材に壁面より盛土側に500mm離れた位置を起点として900mmピッチで設置したひずみゲージにより補強材に発生するひずみをそれぞれ計測した。また、降雨により盛土内に浸透する水の挙動を土壌水分計及び間隙水圧計により計測した。

2. 2 盛土材のこぼれ出しの発生機構

過年度に実施した補強土壁の盛土材のこぼれ出しに関

する事例調査の結果、補強土壁における盛土材こぼれ出しの発生箇所は、隣接する構造物との境界部で起こる事例が多い傾向にあることがわかっている。このことから本実験では図-1に示すように、隣接構造物を想定した縁切り部に幅0.3mの壁面材開口部を設け、開口長は0~6.0mで設定し、こぼれ出し発生箇所とした。また、盛土天端から3.0mの高さに降雨装置を設置し、降雨により盛



写真-1 補強土壁実大模型

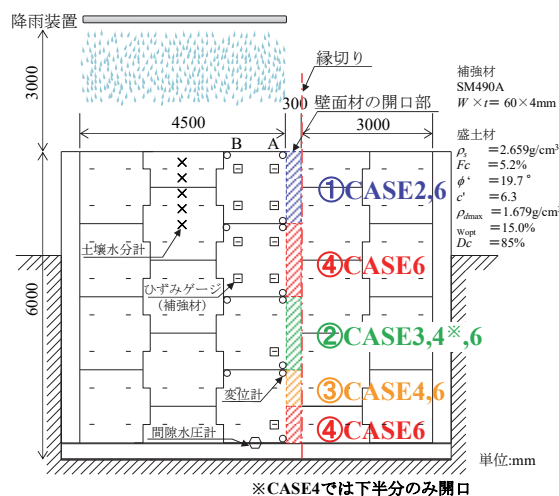


図-1 実大模型の概要

表-1 実験ケース

ケース名	時間雨量 (mm/hr)	総雨量 (mm)	開口長 (m)	開口位置 (図-1)
CASE1	26.3	約1,700	0	—
CASE2	27.6	約1,500	1.5	①
CASE3	27.6	約2,000	1.5	②
CASE4	29.7	約2,000	2.25	②③
CASE5	34.1	約2,500	0(閉塞)	—
CASE6	33.2	約1,600	6.0	①~④



写真2 各ケースにおける開口位置 (開口位置は赤破線部)

土材が開口部からこぼれ出すのを誘発させた。

2. 3 実験ケース

実験ケースの一覧を表-1に、開口位置を図-1及び写真-2に示す。CASE1は開口をせずに降雨作用を与えた基本ケースとし、CASE2～CASE4は各ケースで高さ方向に開口部を可変させ、開口位置によるこぼれ出し挙動の差異を観測した。CASE5はCASE4にて発生したこぼれ出し箇所にて砕石(C-40)を充填し、開口部を閉塞させた状態で降雨作用を与えた。CASE6ではCASE5で充填した砕石を撤去し、壁高と同じ開口長6.0m全てを開放し降雨作用を与えた。各ケースでの降雨は26.3～34.1mmの時間雨量で、最大で約2,500mmの総雨量の、異常と言える降雨を補強土壁に作用させた。実験ケースの進行としては、ケースの間は降雨を停止し、盛土内の水位低下が安定したのを確認し次ケースへと移行した。なお、本報告では主にこぼれ出しの発生したケースについて報告する。

3. 実験の結果と考察

各ケースでの補強土壁の盛土内の排水状況、盛土材のこぼれ出し状況及び補強材張力と壁面の変位の計測結果から変状進行過程について得られた成果を報告する。

3. 1 補強土壁の盛土内の排水状況

図-2に各ケースの最高水位及びCASE1の降雨終了時の飽和度分布(深度1.5mまで)を示す。飽和度は $S_r=51.0 \sim 72.4\%$ で分布しており、降雨開始後12時間(累積雨量約315mm)までに深度1.5mまでの飽和度すべてが頭打ちとなった。ケース毎に1,500mm以上、最大で2,500mmの累積雨量を与え形成された水位は、壁面から3.5m内部で最大1.14m、壁面から0.5m内部において最大0.85mで水位が頭打ちとなった。写真-3は、定点カメラで観測した補強土壁の壁面材目地からの漏水状況を示す。以上の観測水位と漏水状況から、分割壁面材

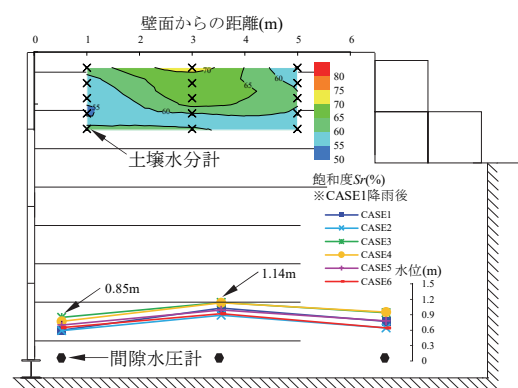


図-2 水位と飽和度(CASE1)の状況



写真3 CASE1での目地部からの排水状況(最下段)

による補強土壁は、盛土内に浸透した水が壁面材目地部からも排水されるため、降雨作用による盛土内の水位が漸増しにくい構造であると推測できる。

3. 2 盛土材のこぼれ出し状況

開口させなかったCASE1、 $H=4.5 \sim 6.0$ mを開口させたCASE2、 $H=1.5 \sim 3.0$ mを開口させたCASE3では、累積雨量1,500mm以上の降雨作用を与えたがこぼれ出しは発生しなかった。写真-4にCASE4のこぼれ出し状況及び写真-5にCASE6でのこぼれ出し状況、図-3にCASE4、CASE6終了時のこぼれ出し範囲を示す。 $H=0.75 \sim 3.0$ mを開口させたCASE4では、こぼれ出しは即座には発生せず、開始後の累積雨量約800mm(約26時間後)の、水位が開口部下端位置まで達した時点辺りから盛土材がこ

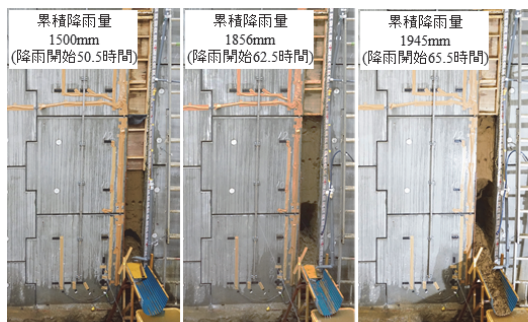


写真4 こぼれ出し状況 (CASE4)



写真5 こぼれ出し状況 (CASE6)

こぼれ出し始めた。含水比が高くなった盛土材は累積雨量約1,500mm(約50.5時間後)付近より流動化して急速にこぼれ出し、その結果盛土の空洞化が生じた。CASE4では、最終的に約0.4m³(補強領域の体積比0.3%)がこぼれ出した。H=0~6mを開口したCASE6では、累積雨量約650mm(開始後約19時間後)の、水位が開口部下端位置まで達した時点辺りからこぼれ出し始めた。累積雨量約1,735mm(約52.3時間後)付近より流動化し、累積雨量約2,125mm(約64.0時間後)にて突如大規模なこぼれ出しが起こり、盛土天端が陥没するに至った。最終的に約2.6m³(補強領域の体積比1.8%)がこぼれ出し、盛土未崩壊部は図-3に示す通り、急勾配のり面が形成されていた。また、CASE5では、CASE4の後、開口部を全て閉塞したうえで盛土材こぼれ出し箇所に碎石を充填して累積雨量約2,500mmの降雨作用を与えたが、こぼれ出しは発生しなかった。

3.3 こぼれ出し後の補強材張力と壁面変位の挙動

図4にCASE1の降雨前後、こぼれ出しが発生したCASE4、CASE6後の補強材の張力分布及び壁面変位量を示す。補強材張力はCASE1の降雨前後で最大1.8kN増加しており、壁面に作用する土圧増加の影響を受けていると考えられる。一方で、降雨後に水位以下に位置することとなった1段目補強材の張力について、降雨前の水位のない状態からの顕著な張力の変化は確認されなかった。CASE6後の張力は初期状態と比較して最大7.4kN程度低下し、こぼれ出しにより補強効果(抵抗力)が損なわれたと考えられる。その一方で、壁面に作用する土圧(作用力)も低下したと考えられる。その結果、補強材が引き抜ける、壁面材が脱落するなど補強土壁が脆性的に崩壊することもなかったと考えられる。また、CASE6後の壁面変位は、測線A(開口部に近い測線)では盛土側に最大約6mm倒れ込む挙動となった。定点カメラによ

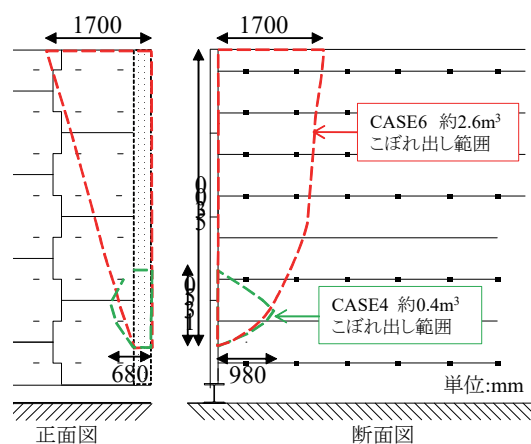


図3 CASE4、CASE6におけるこぼれ出し範囲 (正面図の範囲は、写真5の撮影範囲位置と同じ)

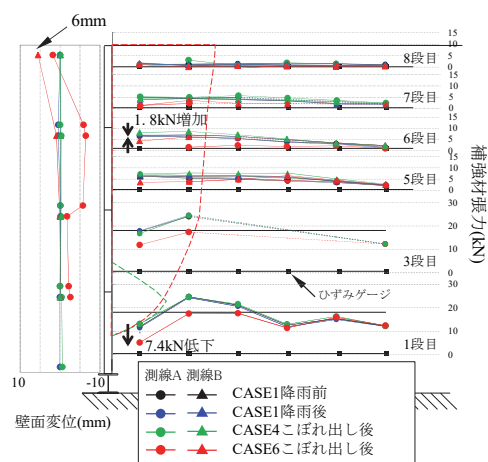


図4 壁面変位及び補強材の張力分布

ると、盛土材がこぼれ出す際に補強材が下方側へ引き込まれ、壁面材が盛土側に倒れ込む挙動が観測されている。また、CASE4後の張力分布と壁面変位はCASE1の降雨後の値からの有意な変化は見られなかった。

図5に各ケースの補強材に作用した最大応力度を工

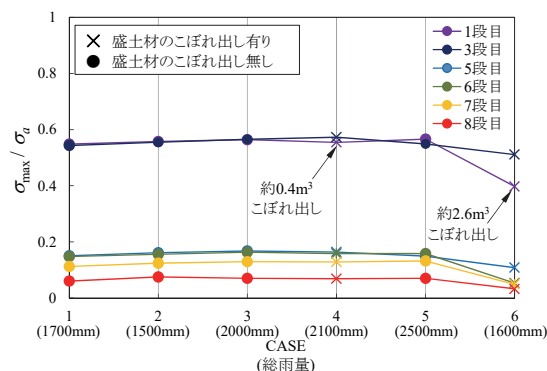


図5 総雨量と補強材応力の変化

法マニュアル³⁾に示す許容応力度で除した値を示す。降雨の繰り返し作用における張力の変化は小さかった。また、補修効果の確認のために盛土材ころれ出し箇所を碎石で充填したCASE5を含めて、全てのケースで許容応力度に達するような大きな応力は発生しなかった。

4. まとめ

本実験で得られた知見を以下に示す。

- (1) 分割壁面材による補強土壁は、盛土内に浸透した水が壁面材目地部からも排水されるため、盛土内の水位が漸増しにくい構造であると推測できる。
- (2) 補強土壁壁面に開口部が生じた状態で降雨作用を与えても、盛土内水位が開口位置まで達していなければ、必ずしも盛土材が即座にころれ出すというものではない。
- (3) 盛土材のころれ出しが進行すると、盛土天端が突如陥没することがある。
- (4) 降雨作用でころれ出しは進行するが、補強効果（抵抗力）が失われる一方で土圧（作用力）も同時に失われると考えられるため、補強土壁自体は必ずしも脆性的に崩壊するものではない。
- (5) 盛土材がころれ出した後に、補修として開口部を全て閉塞したうえでころれ出し箇所に碎石を充填したケースでは、累積雨量約2,500mmの降雨作用に対してもころれ出しは発生せず、許容応力度に達するような大きな応力も発生しなかった。

補強土壁は、橋梁取付け部や用地制約の厳しいボトルネック部などに用いられることが多く、その変状が道路ネットワークに影響を与えることが懸念される。今回の実験で得られた知見をもとに特に重大な要因であるころれ出しについて、異常豪雨のような条件下でも簡易な点

検で更新時期や更新必要箇所が明らかとなる設計、構造・材料等の評価に向けた検討を進めていく予定である。

謝辞

本研究にあたり、日本テールアルメ協会には実験に対して多大なるご協力を頂いた。ここに記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 国立研究開発法人土木研究所ほか：補強土壁の維持管理手法の開発に関する共同研究 共同研究報告書、第486号、136p.、2016
- 2) 一般社団法人日本道路協会：道路土工-擁壁工指針（平成24年度版）、342p.、2012
- 3) 一般財団法人土木研究センター：補強土（テールアルメ）壁工法 設計・施工マニュアル第4回改定版、477p.、2014

7.3 簡易な点検で更新時期や更新必要箇所が明らかとなる設計、構造・材料等を開発・評価

7.3.2 土工構造物の信頼性向上に向けた設計法・施工管理手法の研究（カルバート）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動チーム）

研究担当者：佐々木 哲也、酒井 章光、谷本 俊輔、稲垣 由紀子

【要旨】

高耐久性等を発揮するカルバートの設計法の開発に向け、カルバートの各種変状の進展可能性と点検における着眼点について検討した。その結果、他の変状の契機となり得る変状や進展可能性の高い変状については、特徴を踏まえた経過観察と結果の記録・保存、設計・施工条件との関連づけにより、時系列的な評価や設計での配慮の必要性が考えられた。こうした変状は道路機能に影響を与える可能性も高く、変状の現れ方にも特徴があるため、重点的かつ継続的に点検を行うことは効率的な維持管理の観点からも有効と考えられた。

キーワード：カルバート、変状、点検、耐荷力低下、盛土崩壊

1. はじめに

7.1.7 で整理したカルバートの部材別・部位別の変状の進展可能性や道路機能に与え得る影響について、7.2.3 にまとめている。1つのカルバートにおいて、発生要因や進展可能性、進展した場合の道路機能への影響、影響を与える可能性が異なる複数の変状が現れることが多いため、点検・記録・措置が必要な部材や部位も多い。

本節では、部材別・部位別に点検における着眼点を整理しているが、平成30年度は、より効率的な維持管理を行う観点から、重点的に点検や措置を行う項目について整理した。

2. 各部材・各部位の点検における着眼点

7.1.7 および 7.2.3 でまとめた道路機能に影響を与える変状について点検を実施する際の着眼点を以下に示す。

2.1 頂版のひびわれ

頂版には全体にわたり、発生要因や進展可能性の異なる多数のひびわれが同時に発生することが多く、各ひびわれの発生要因を適切に把握する必要がある。

頂版には、上載土圧、活荷重、偏土圧、乾燥収縮によるひびわれが生じるが、発生位置やひびわれの方向もそれぞれ異なる。上載土圧、活荷重、偏土圧によるひびわれは、カルバート縦断方向の中央付近に複数の縦断方向のひびわれとして発生する。上載土圧によるひびわれは土かぶりが厚い場合（概ね7m以上）、活荷重によるひびわれは土かぶりが薄い場合（概ね2.5m以下）に生じる。偏土圧によるひびわれは、斜角が小さい場合やカルバートと上部道路が直交しても坑口の形状が非対称の場合に生じやすく、

上載土圧や活荷重によるひびわれがカルバートの片側に集中して発生する。乾燥収縮によるひびわれは、方向も不規則で頂版全体にわたって発生する。

この中で、活荷重によるひびわれは進展可能性が高い場合があると考えられる。活荷重は、頂版のうち上部道路車線の直下に当たる部分に繰り返して曲げ応力を与える。そのため、過大な活荷重を受けた頂版では、カルバート軸方向中央付近に、狭い間隔で密集して軸方向のひびわれが多数生じることがある。上部道路が供用され続ける限り、頂版は活荷重を受け、ひびわれの幅や深さが大きくなる可能性が高いと考えられる。特に、土かぶりが薄く、上部道路の交通量が多い場合はその傾向が顕著になると考えられる。また、1999年3月の「道路土工—カルバート工指針」¹⁾よりも前の道路土工指針（例えば2)）に基づき設計されたカルバートは、現行指針に比べて小さな活荷重で設計されている場合があるため、相対的に過大な負荷を受けて、ひびわれが進展しやすくなっている可能性も考えられる。

偏土圧によるひびわれについては、カルバート片側に集中して発生し、特定の位置に弱点箇所を生じる可能性がある。

各種要因による単独のひびわれが即座に道路機能の支障となることはないが、ひびわれの幅や深さ、長さが大きくなった場合や、複数のひびわれが交わって亀甲状となった場合には、コンクリートが剥離することや鉄筋が大気や水分に触れて腐食することも想定される。

このように耐久性低下や他の変状にも進展し得るひびわれについて、カルバート完成時より毎回の点検において

発生位置、幅、深さ、本数などを交通量とともに適切に記録・保存し、点検結果を時系列的に把握して適切な措置につなげる必要がある。

2. 2 側壁のひびわれ

側壁に発生するひびわれは、主に乾燥収縮または温度応力によると考えられるものであり、底版から立ち上る、または頂版から下方に向かう鉛直方向のひびわれが数 10cm ないし 2~3m 程度の間隔で見られる。

その他、偏土圧の影響が考えられる場合には、片方の側壁にひびわれ本数が集中することがある。不同沈下が疑われる場合、斜め方向のひびわれが見られる場合がある。コールドジョイントが疑われる水平方向に長いひびわれが見られる場合がある。また、ひびわれの特徴や発生位置に明確な傾向はないが、施工不良や供用後の衝突を受けたことが疑われる、より幅や長さが大きなひびわれが見られる場合もある。

施工不良や衝突が疑われる大きなひびわれや、乾燥収縮または温度応力によるひびわれでも幅や深さが増した場合、鉄筋が大气や水分に触れて腐食し、耐久性や部材強度の低下に至るおそれがある。特に、ひびわれからの漏水や遊離石灰が見られ、錆汁も混じるような場合、鉄筋の腐食が進行している可能性が高い。

そこで、カルバート完成時より毎回の点検では、特に幅や深さが増したひびわれ、ひびわれからの漏水、乾燥収縮や温度応力以外の要因が考えられるひびわれ等については観察・記録・保存し、発生や進展の時系列的な把握や要因の判断をして適切な措置につなげる必要がある。

2. 3 ウイングのひびわれ

ウイングに発生するひびわれは、亀甲状でひびわれ付近に錆汁の跡が見られるアルカリ骨材反応によるものか、乾燥収縮によると考えられるものがほとんどである。乾燥収縮によるひびわれに対しては、頂版や側壁のひびわれと同様の対応が考えられる。

アルカリ骨材反応は、コンクリートの細孔溶液中の水酸化アルカリと骨材中の鉱物が反応して生成物ができる際の膨張でコンクリートにひびわれが発生するものであるが、鉄筋の破断、凍害や化学的侵食への耐性低下の可能性はある。反応自体は比較的時間をかけて進むので、カルバート完成時からのひびわれの進展や耐久性への影響について時系列的に把握のうえ、適切な措置につなげる必要がある。

事例数としては少ないが、ウイングのコンクリート打継不良の部分やその周辺から水が流入して鉄筋が腐食し、打継不良部から錆汁が出る場合もある。水の流入のしやすさ

や鉄筋の腐食の進行の速さは立地条件等により異なると考えられるので、経過観察と記録により把握のうえ、適切な措置につなげる必要がある。

2. 4 材料劣化に伴うコンクリート部材の変状

頂版・側壁・ウイングの各コンクリート部材において、ひびわれや欠損、打継目の不良部、開いた継手部付近や破損した導水工付近にうき・剥離、鉄筋露出、漏水、遊離石灰、錆汁等が見られる場合がある（写真-1）。こうした変状が見られる場合、コンクリート片の落下による利用者被害や鉄筋腐食による部材の強度低下が懸念される。

なお、変状の進展に要する時間は個々のカルバートや変状箇所毎に異なると考えられる。変状事例の整理においても、当該部材の健全性の区分がⅢ（早期措置段階）と判断されるような顕著な剥離や鉄筋露出が見られているのは概ね供用開始から 10 年以上が経過したカルバートであった。一方、健全性の区分でⅢと判断されるには至らないような剥離や鉄筋露出の有無・進行の程度は、必ずしも供用開始からの経過年数に比例するとはいえない状況であった。

漏水が見られる場合には供用開始からの経過年数によらず変状が進展しやすいと考えられる。集水地でコンクリートを貫通するひびわれがある、継手部の変状に伴って発生した隙間や導水工からの漏水があるなどにより常時コンクリートへの水の供給があり、遊離石灰や錆汁も伴うような場合には、止水の措置を行って変状の進展や耐久性の低下を抑える必要があると考えられる。

カルバート完成当時より毎回の点検では、進展が懸念されるひびわれ、漏水が懸念される箇所や既に漏水が見られる箇所、漏水の程度、止水対策の履歴、措置後の状況を記録してコンクリートへの水の流入や止水対策の状況について把握し、適切な措置につなげる必要がある。コンクリートのうき・剥離、鉄筋露出についても進展の経緯が記録され、進展速度を踏まえた措置が必要と考えられる。

2. 5 継手部の変状

継手部の変状は、継手部材の破損を契機に確認されることが多いと考えられる。継手部材の経年劣化のみによる破損で他の変状を伴わなければ、継手部の早期の補修により変状の進展可能性は低くなると考えられる。

一方、継手部のずれ・開きを伴う場合、盛土の変形や基礎地盤の沈下によるカルバートブロックの不同沈下や相対変位が生じている可能性があり、その進行状況によっても、変状の進展可能性は異なる。



(a) 貫通ひびわれや打継目からの発生が考えられる漏水



(d) 導水工付近の剥離・鉄筋露出



(b) 欠損部からの発生が考えられる漏水



(e) 水分が流入したコンクリートの例



(c) 継手部付近のうき



(f) 氷柱状の遊離石灰の例

写真-1 進展したコンクリート変状の例

盛土の変形や基礎地盤の沈下が継続する場合、継手部が破損してできた隙間から内空への土砂や水の流入、継手部を境とした内空道路面の亀裂や段差が発生することが考えられる。これらが長期的に、あるいは地震や豪雨を契機として急激に進展した場合、内空道路および上部道路の機能に支障をきたすことが考えられる。また、継手部を補修しても、そこから同様な変状が再発する可能性も残る(写真-2)。

そこで、点検では継手部の変状が開き・ずれを伴ったものであるかどうか、要因となる盛土の変形や基礎地盤の沈



写真-2 補修後の継手部からの漏水の例

下の継続可能性について着目する必要がある。例えば、水の継続的な流入が目立つ場合等は、継続可能性が高いと考えられる。また、カルバートの各ブロックや全体の挙動、現地の地盤条件・地形条件とともに、変状の発生と進展、補修歴、補修後の状況について時系列的に把握のうえ、適切な経過観察や措置につなげる必要がある。

2. 6 ウイング取付部の変状

ウイング取付部の変状は、取付部の部材の破損、取付部の開き・段差、土砂や水の流出を契機に確認されることが考えられる。取付部材の破損が経年劣化のみで他の変状を伴わなければ、早期の補修により変状の進展可能性は低くなると考えられる。一方、開きや段差を伴う場合、盛土の変形や基礎地盤の沈下により、ウイングが相対変位や不同沈下を生じていることが考えられる。土砂や水の流出の継続的な流入が目立つ場合には、変状の進展や盛土の緩みの可能性が考えられる。

そこで、点検では取付部の変状が開き・段差を伴ったものであるかどうか、要因となる盛土の変形や基礎地盤の沈下の継続可能性について着目する必要がある。また、現地の地盤条件・地形条件とともに、変状の発生と進展について時系列的に把握のうえ、適切な経過観察や措置につなげる必要がある。

2. 7 排水施設の不具合

排水施設の不具合としては、導水工からの漏水、排水溝の詰まりが考えられる。特に、カルバートブロック間に設けられた導水工からの漏水には注意を要する。

継手部の変状と同様、カルバートブロック間の不同沈下や相対変位に伴う部材の破損により漏水している場合、盛土の変形や基礎地盤の沈下が進行している可能性がある。補修しても同じ箇所から漏水が再発し、周辺のコンクリートの鉄筋を腐食させて、耐久性や耐荷力を低下させる可能性もある。

そこで、点検では、漏水の程度、盛土の変形や基礎地盤の沈下の持続可能性について着目する必要がある。また、現地の地盤条件・地形条件とともに、導水工破損の発生と漏水の進展、補修歴、補修後の状況について時系列的に把握のうえ、適切な経過観察や措置につなげる必要がある。排水溝の詰まりについては、適宜清掃し、排水機能を維持させる必要が考えられる。

2. 8 底版の変状

点検において確認される底版に関する変状としては、水路カルバートの坑口付近の基礎地盤が洗掘され、底版直下に空洞が発生するものや、不同沈下により発生して内空道路面の亀裂や段差として確認されるものが想定されるが、

補修してその状態を維持することが困難と考えられる。また、カルバートの傾斜や盛土の崩壊への進展可能性も考えられる。

カルバート完成時より点検では、底版直下の空洞の大きさ、カルバートの顕著な傾斜の有無や程度について内空の流量や路面の状態とともに記録し、空洞やカルバート傾斜の発生や進展について時系列的に把握する必要がある。その結果や現地の地盤条件・地形条件を踏まえ、適切な時期での措置につなげる必要がある。

2. 9 内空道路面の変状

内空道路面の亀裂・段差には、局所的に舗装材が劣化したのみで進展可能性の低いものを除けば、継手部に沿うものと、凍結融解により全体に生じるものが考えられる。

継手部に沿うものは、継手部の開き・ずれと同様、進展可能性と、内空道路の通行上支障となる大きな亀裂や段差の有無に着目する必要がある。

内空道路面全体に生じ、凍結融解によると考えられる亀裂に対しては、凍結防止剤の散布や定期的な舗装の打替えの措置が行われる。一方で、凍結防止剤に含まれる塩分により内空の附属物の鋼製部材が腐食し、利用者被害が懸念される事例もある(写真-3)。点検では、舗装面の状態だけでなく、凍結防止剤の塩分の影響が疑われる鋼製部材や鉄筋の腐食の有無についても確認・記録されるのが望ましい。

これらの結果や補修歴をカルバート完成時より毎回の点検で適切に記録・保存し、舗装面の亀裂や段差の発生や関連する変状の進展を時系列的に把握するとともに、補修の効果を確認しながら、適切な方法や時期での措置につなげていく必要がある。



写真-3 照明器具の腐食の例

2. 10 上部道路路面の変状

上部道路路面の亀裂・段差には、局所的に舗装材が劣化したのみで進展可能性の低いものを除けば、カルバートと盛土の境に沿うものと、凍上により幅や長さの大きなひびわれが全体に生じるものが考えられる。上部道路の亀裂・段差と併せて継手部やウイング取付部からの盛土材の流出がある場合は、上部道路直下に空洞が発生している可能性がある。

カルバートと盛土の境に沿うものは、カルバートと盛土の不同沈下を伴ったもので、進展可能性に着目する必要がある。

凍上によるものについては、上部道路の通行上支障となる大きな亀裂や段差の有無に着目する必要がある。

盛土材の流出がある場合は、その持続性や量から、上部道路直下に陥没を生じさせるような大きな空洞に進展する可能性に着目する必要がある。

これらの結果や補修歴をカルバート完成時より毎回の点検で適切に記録・保存し、舗装面の亀裂や段差の発生や変状の進展を時系列的に把握するとともに、補修の効果を確認しながら、適切な方法や時期での措置につなげていく必要がある。なお、上部道路の変状に関しては、7.1.7の変状事例整理で対象とした170事例のうち大部分の事例で確認実施や変状の有無に関する情報が点検調書等から読み取れなかった。上部道路の変状は、盛土の沈下や変形が影響していることが多く、進展した場合の道路機能への影響も大きいので、今後の点検と結果の記録・保存が望ましいと考えられる。

2. 11 盛土や基礎地盤に接している面の変状

頂版や側壁でも盛土に接している面、底版の基礎地盤に接している面は、地震時にひびわれ等の変状が生じることが想定されるが、この部分の点検は困難である。

このため、作用する荷重を適切に想定し、これに対して、十分な強度を持たせた設計が必要である。

2. 12 施工時の荷重による変状

施工時に重機等により供用後に比べて大きな上載荷重が加わる場合や、施工不良によると疑われる変状やその進展可能性については、供用後では原因の推定が困難であり、経過観察により必要な措置を行うことになると考えられる。

このため、施工時の荷重条件や完成時点でのひびわれ等の変状を確認するとともに記録を残し、維持管理に引き継ぐ必要があると考えられる。

3. 重点的な点検が有効と考えられる変状

カルバートの点検では、2. で示したとおり、各部位に、発生要因や進展可能性の異なる複数の変状が同時に確認されることが多いため、状態の確認・記録・措置が必要な項目も多い。7.2.3でも整理したとおり、道路機能に影響を及ぼす可能性の高い変状に重点を置いて点検を行うのが効率的と考えられる。

そこで、道路機能に影響が生じる時に想定される状況の中で、影響の大きさや起こる可能性の高さから点検の重要度が高いと考えられる順に、着目すべき変状との関係を表-1に整理した。各種変状の進展可能性も併せて示した。

部材の耐久性低下・耐荷力不足や常時における盛土崩壊、上部道路面の陥没は道路機能への影響が大きい。これらの状態に至るまでに、活荷重によるひびわれや、漏水を伴うコンクリート部材の変状、基礎地盤の沈下や盛土の変形による継手部の開き・ずれ、土砂の流入等の進展があることが想定される。これらの変状は2.でも示したとおり外見的特徴があるため点検しやすいこと、進展可能性が高いことから、点検の頻度を増やすことや連続での観測により、変状の進展を時系列的に把握しやすいと考えられる。

変状形態によっては、施工条件、立地条件、供用状況等の条件によって進展可能性や道路機能への影響が大きく異なり、定期的な点検により変状の進行程度を確認したうえで、個別の条件を踏まえた対応が必要と考えられる場合がある。例えば、偏土圧によるひびわれはカルバートに作用する土圧分布によって、施工不良や衝突によるコンクリートのひびわれは施工状況や部材が受けた荷重によって進展可能性や道路機能への影響も変わると考えられる。

道路機能に影響を与える可能性が低い変状は、ほとんどが乾燥収縮または温度応力によるコンクリート部材のひびわれや、継手部材の経年劣化等、材料的要因で進展可能性も低いと考えられる変状である。

以上のように、変状の現れ方に特徴のある変状については、進展可能性、道路機能に影響を与える可能性ともに高く確認しやすい傾向であることから、重点的かつ継続的に点検を行い、変状の進行程度を確認することは効率的な道路機能の維持に有効であると考えられる。

4. まとめ

カルバートの部材別・部位別に点検時の着眼点や設計時の留意点について整理した結果、以下のことが考えられた。

頂版・側壁・ウイングの各コンクリート部材では、特に活荷重による頂版のひびわれのように進展可能性の高

表-1 点検・措置における変状形態別の重要度

重要度	道路機能に影響が生じる時に想定される状況	進展が道路機能に影響を与え得る変状形態		進展可能性
		部位	変状形態	
高 ↑	部材の耐久性低下・耐荷力不足	頂版	活荷重によるひびわれ	高
		コンクリート部材全般	漏水を伴う部材の変状	高
		継手部	基礎地盤の沈下や盛土の変形による開き・ずれ、水や土砂の流入	高
		導水工部材	基礎地盤の沈下や盛土の変形による取付不良、漏水	高
	常時における盛土崩壊、上部道路面の陥没	継手部	基礎地盤の沈下や盛土の変形による開き・ずれ、水や土砂の流入	高
		導水工部材	基礎地盤の沈下や盛土の変形による取付不良、漏水	高
		上部道路面	カルバートと盛土の不同沈下による亀裂	条件による
	内空の閉塞	継手部	基礎地盤の沈下や盛土の変形による開き・ずれ、水や土砂の流入	高
	豪雨や地震に伴う盛土崩壊、上部道路面の陥没	ウイング取付部	隙間・段差の発生、水や土砂の流出	高
		底版直下	洗掘による底版直下の空洞	高
	上部道路の路床・路盤の支持力不足	上部道路面	凍上による亀裂	条件による
	道路機能に影響が生じる場合の状況は条件による	内空道路面	継手部に沿った亀裂・段差	条件による
		頂版・側壁	偏土圧によるひびわれ	条件による
		側壁	不同沈下によるひびわれ	条件による
		ウイング	アルカリ骨材反応によるひびわれ	条件による
		コンクリート部材全般	施工不良によるひびわれ	条件による
		コンクリート部材全般	衝突によるひびわれ	条件による
		コンクリート部材全般	漏水を伴わない変状	条件による
道路機能に影響が生じる可能性が低い	排水溝	排水溝の詰まり	条件による	
	コンクリート部材全般	乾燥収縮または温度応力によるひびわれ	低	
	頂版	上載土圧によるひびわれ	低	
	上部道路面	局所的な舗装の劣化	低	
	ウイング取付部	止水材の経年劣化	低	
	導水工	導水工部材の経年劣化	低	
	継手部	継手部材の経年劣化	低	
	内空道路面	局所的な舗装の劣化	低	
	内空道路面	継手部に沿った亀裂・段差	低	
低 ↓				

い場合があると考えられる変状、偏土圧によるひびわれのように特定の位置に弱点箇所を生じ得る変状については、設計で想定した以上の過大な荷重の作用がないかの確認、経過観察が必要である。また、それ以外のひびわれも含めて、うき・剥離・鉄筋露出等に進展し得るものがないか、利用者被害防止の観点から確認と早期の措置が必要である。特に、集水地でひびわれが貫通して漏水すると、鉄筋が腐食しやすくなり、耐久性や耐荷力の低下につながるので注意を要する。

盛土の変形や基礎地盤の沈下は、継手部、ウイング取付部、カルバートブロック間に設けられた導水工、内空道路、上部道路等、多くの部位の変状の要因となる。盛土の変形や基礎地盤の沈下が要因と考えられる変状が見

られた場合には、他の部材や部位における変状、二次的に生じる変状についても注意深く確認する必要がある。措置を行う場合、当該現場における盛土の変形や基礎地盤の沈下の継続可能性に応じた方法が求められるが、空間確保上の制約等から、実施可能な方法にも限りがある。そのため、供用開始後には極力生じさせないように設計・施工段階で配慮が必要で、軟弱地盤や集水地に建設される場合は特に注意を要する。

水路カルバート底版直下の洗掘、凍結融解による内空道路面の亀裂、凍上による上部道路の亀裂・段差については、供用後に要因となる作用を常時・繰返し受けて発生し、変状が放置されて進展した時の道路機能への影響が大きいため、定期的な措置が必要と考えられる。その

ため、カルバート完成時より毎回の点検において、変状の発生と措置、措置後の状況について記録、保存して、時系列的に把握することは、適切な方法や時期での措置につながると考えられる。併せて、集水地、傾斜地盤、寒冷地等の変状が発生しやすい立地条件を踏まえ、設計・施工段階での配慮が望ましいと考えられる。

カルバートの点検時に確認可能な各部材・部位に現れる変状に対しても、供用開始後に措置を行う際の方法に制約がある、変状の要因となる事象が常時・繰り返し作用するため再度の措置が必要になり得るなどから、供用後の措置だけでは限界があり、立地条件等を踏まえた設計・施工の段階での配慮も必要と考えられる。

さらに、盛土や基礎地盤に接した面の変状、施工時の荷重による変状については、点検時に確認することが困

難であり、極力生じさせない配慮をするとともに、施工条件や完成時の変状に関して記録を残し、供用開始後の維持管理に引き継ぐ必要があると考えられる。

カルバートの点検では、点検・記録・措置が必要な項目も多いが、変状の現れ方に特徴のある変状は、進展可能性、道路機能に影響を与える可能性も高い傾向で、重点的かつ継続的に点検を行うことは、効率的な道路機能の維持に有効であると考えられる。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路土工—カルバート工指針、347p、平成11年3月
- 2) (社)日本道路協会：道路土工—擁壁・カルバート・仮設構造物工指針、308p、昭和62年5月

7.4 プレキャスト部材等を活用する質の高い構造物の効率的構築に向けた設計・施工技術の開発

7.4.1 プレキャスト部材の有効活用方法の研究（土工構造物）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（施工技術チーム）

研究担当者：宮武裕昭、澤松俊寿

【要旨】

本研究は合理的にプレキャスト工法を選定する手法の開発を行うものである。平成30年度は大型ブロック積擁壁の接合部構造評価の基礎検討として、ブロック積擁壁供試体の曲げ試験を行った。最大曲げモーメントは布積が谷積よりも約2～4割小さく、これは目地の配置及びブロックと胴込めコンクリートの界面の方向に起因する。これらに基づき製品の開発又は選定上の留意点を整理した。次に、変状事例の多い空積の大型ブロック積擁壁の動的FEM解析を行った。接合部に突起を設けても曲げモーメントを伝達しないため練積に比べ背面地盤を支持する機能に劣った。さらにブロックの揺動が卓越するため、踵立ち等した状況で部材の安全性照査が必要である。

キーワード：ブロック積擁壁、変状事例、曲げ試験、非線形FEM解析

1. はじめに

我が国では建設技能労働者等が減少している。国土交通省では平成28年を生産性革命元年と位置付けて建設現場の生産性向上、省力化に資する技術の検討を進めており、その手法の一つとしてプレキャスト部材を活用し現場でのコンクリート工を効率化することが考えられている¹⁾。擁壁、カルバート等の道路土工構造物においても、施工性の向上、コスト縮減、環境への配慮、各種現場条件への対応等の観点からプレキャスト工法を始めとした数多くの新たな技術が開発・提案され、現場で適用されてきている。一方で、プレキャスト工法はその種類が極めて多様であるため、個別の現場条件に応じて最も合理的な工法を慎重に選定する必要があるが、現状では大型ブロックを含むプレキャスト擁壁に関する技術指針類の内容は十分とは言えず、生産性向上を後押ししていくためにはこれらを早急に整備していく必要がある。

本研究は、合理的にプレキャスト工法を選定していくための手法の開発を行うものである。平成28年度は道路に用いるプレキャスト工法の中でも種類が多様な擁壁を対象として製品の実態を調査し、その構造的特徴を分類・整理した。また、大型ブロック積擁壁をはじめとしたプレキャスト擁壁の変状事例を収集・調査し、変状の形態を5つに分類した。平成29年度はプレキャストカルバートの製品実態を調査し、断面の分割、躯体の材料、内空の寸法等を整理し、その傾向を分析した。さらに、プレキャストカルバートの変状事例を収集・整理し、カルバートに発生した変状形態と推定される変状要因を類

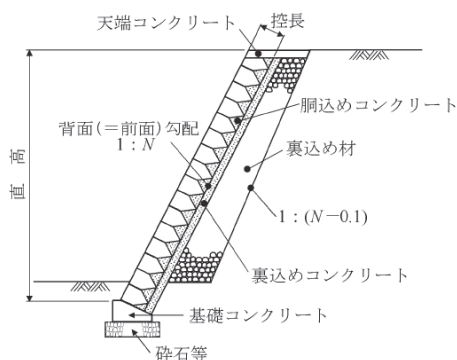
型化し、課題点を整理した。プレキャスト擁壁については、平成28年度に類型化した変状形態に着目して静的な水平力を与える傾斜土槽模型実験及びFEM解析を実施し、変状のメカニズムを調べた。

平成30年度は、大型ブロック積擁壁の積みブロックの積み方及びブロック同士の接合部の構造に応じた一体性の評価のための基礎資料を得る目的で、間知ブロックを用いて谷積み及び布積みとしたブロック積擁壁供試体の4点曲げ試験を実施した。また、地震時を含む大型ブロック積擁壁の変状事例のうちその発生傾向の高い、現場打ちコンクリートを使用しないいわゆる空積構造（以下「空積」という。）の大型ブロック積擁壁の地震時の動的な挙動を把握することを目的に、ブロック間の接合条件に着目して非線形動的FEM解析を実施した。

2. ブロック積擁壁躯体の曲げ破壊特性

2.1 概要

過年度に実施したプレキャスト製品の実態調査結果によると、新技術情報提供システム（NETIS）でプレキャスト擁壁として登録されている製品のうち約70%が大型ブロック積擁壁に分類され、これらはブロックの大きさ、ブロック同士の接合部の構造、使用する現場打ちコンクリートの量等が極めて多様であった²⁾。大型ブロック積擁壁には控長35cmの通常のブロック積擁壁の代替として用いるものから、数メートルの控長のブロックを用いてブロック間の結合を強固にしてもたれ式擁壁とするもの等がある。いずれの場合にも、擁壁としての機能を発

図1 標準的なブロック積擁壁の構造¹⁴⁾

揮するためにはブロック同士の接合部が十分に一体化していることが基本となり、その程度を評価するための技術開発が必要である。ブロック積擁壁等に関する既往の調査研究は、石積み^(例えば3)~7)、間知ブロック^(例えば8)~10)及び大型ブロック擁壁^(例えば11)の擁壁躯体と背面地盤を含めた全体系の地震時挙動に関するものがほとんどで、その中でも空積を対象としたものが多いようである。とりわけ、現場打ちコンクリートを使用する練積のブロック積擁壁で、ブロックの積み方やブロック間の接合構造に着目した研究事例は福岡ら¹²⁾、¹³⁾の研究しか見当たらないが、ブロックの積み方と擁壁躯体の耐力の関係を明らかにするには至っていないようである。

本章では、ブロックの積み方及びブロック同士の接合部の構造に応じた一体性の評価手法を確立する上での基礎的な検討として、ブロック積擁壁躯体の載荷試験を実施した結果を述べる。具体的には、ブロック積擁壁躯体の変状事例を概観し、そこで認められた変状形態の再現がなされるよう、控長35cmの間知ブロックを用いたブロック積擁壁躯体を対象にブロックの積み方(谷積み、布積み)及び曲げモーメントの方向を実験変数としてブロック積擁壁供試体の4点曲げ試験を実施した。さらに、躯体の破壊メカニズムに基づいて大型積みブロックを開発、選定するうえで留意すべきと考えられる事項を整理した。なお、試験の実施に当っては、コンクリートの材料特性を用いて試験結果の妥当性を確認するため、胴込めコンクリートの打継ぎ面を作らないように試験体を製作した。そのため、得られた結果に関しては、構造上の弱点となりやすいコンクリートの打継ぎ面など施工条件や施工方法による躯体の状態が考慮されていないことに留意されたい。

2.2 ブロックの積み方と擁壁躯体の変状形態

ここでは、ブロック積擁壁のブロックの積み方を示す

(a)目地に沿ったひび割れ(谷積み)¹⁵⁾

(b)ブロックを貫く直線状のひび割れ(布積み)



(c)目地に沿ったひび割れ(布積み)

図2 ブロック積擁壁躯体の変状事例

とともに、間知ブロックを用いたブロック積擁壁躯体の変状形態を概観し、その特徴を整理する。

図1は道路で使用する標準的なブロック積擁壁の構造を示したものである。ブロックの積み方は胴込めコンクリートを用いた練積みで、水平方向の目地が直線とならない谷積みとすることが原則とされている¹⁴⁾。図2にはブロック積擁壁の変状事例を示した。(a)及び(b)はいずれも谷積み、(c)は布積みである。谷積みは積みブロックの角を下にして積み上げるもので、このような積み方をすることにより水平方向にブロックの目地がそろわずに谷模様になることが特徴である。これに対し、布積みは水平方向にブロックの目地をそろえて積み上げることが特徴である。図2の変状事例によると、谷積みでも躯体に生じるひび割れの形態が異なることが分かる。すなわち、

表1 試験ケース、コンクリートの材料強度及び最大曲げモーメント

ケース名	供試体	荷重 方向	コンクリートの材料強度					梁供試体試験結果	
			圧縮強度 (N/mm ²)		割裂引張強度 (N/mm ²)		曲げ強度 (N/mm ²)	最大曲げ モーメント	曲げ応力 (N/mm ²) ^{*3}
			間知 ^{*1}	胴込 ^{*2}	間知 ^{*1}	胴込 ^{*2}	胴込 ^{*2}	M_{max} (kN*m)	
無筋	無筋コンクリート	—	22.6	—	1.92	3.67	53.3	3.27	
谷積-背面-1	間知ブロック (谷積)	背面引張	28.5	23.4	2.74	2.05	3.57	43.3	2.65
谷積-背面-2			27.8	27.7	3.66	1.91	3.04	45.2	2.77
谷積-前面-1	間知ブロック (谷積)	前面引張	28.5	23.4	2.74	2.05	3.57	30.7	1.88
谷積-前面-2			28.5	23.4	2.74	2.05	3.57	33.2	2.03
布積-背面-1	間知ブロック (布積)	背面引張	28.5	23.4	2.74	2.05	3.57	34.3	2.10
布積-背面-2			27.8	27.7	3.66	1.91	3.04	34.4	2.10
布積-前面-1	間知ブロック (布積)	前面引張	28.5	23.4	2.74	2.05	3.57	19.3	1.18
布積-前面-2			27.8	27.7	3.66	1.91	3.04	21.1	1.29

*1:間知ブロック、*2:胴込めコンクリート、*3:全断面有効

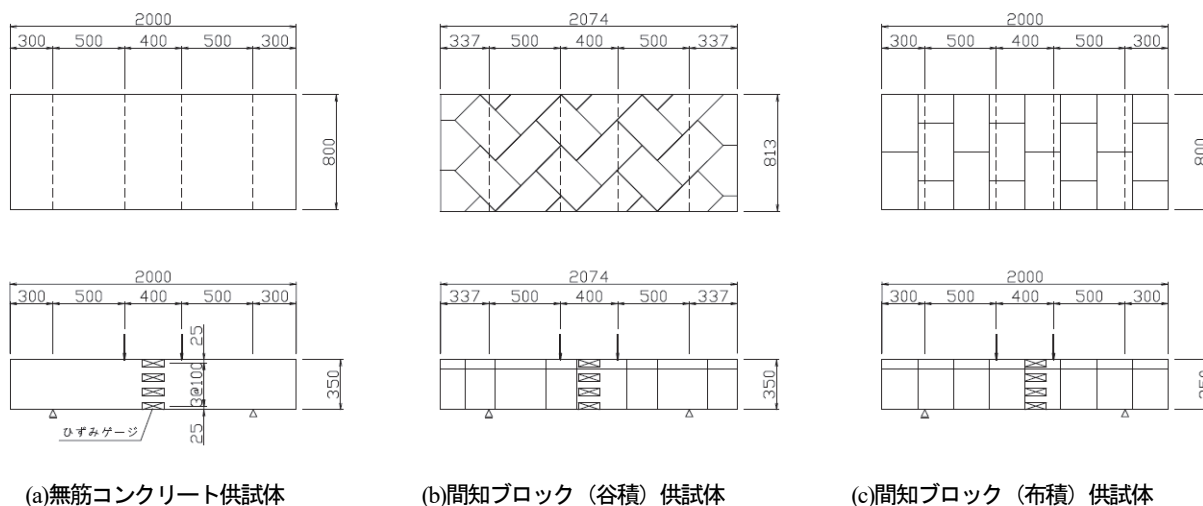


図3 供試体 (上段:平面図、下段:側面図) (単位:mm)

図2(a)では目地に沿ってのこぎり状にひび割れが発生していることに対して、図2(b)ではブロックを貫いて直線状のひび割れが発生している。筆者らが調査した結果によると、このような変形状態の違いは擁壁躯体に作用する曲げモーメントの方向によりもたらされるものと類推される。つまり、図2(a)では擁壁の前面側が引張、図2(b)では擁壁の背面側が引張となる曲げモーメントによりそれぞれ擁壁躯体が損傷したものと考えられる。いずれの形態のひび割れが発生するかは、背面土圧の作用の仕方、擁壁の根入れによる基礎部の拘束の度合い等の条件により決まるものであろう。図2(c)は地震による布積みの変形状例であるが、ブロックの目地に沿って一体性が損なわれてずれが生じている。ずれた部分を観察したところ、

ブロックの控え部分の底面と胴込めコンクリートが部分的に密着していないようにも見受けられた。

本章では、図2に示した変形状態が再現されるようブロックの積み方及び曲げモーメントの方向に着目し、ブロック積擁壁躯体の4点曲げ試験を実施した。

2.3 荷重試験の方法

ここでは、製作した供試体、試験ケース、試験装置、荷重方法及び計測項目について述べる。

2.3.1 供試体及び試験ケース

表1は試験ケース、図3は供試体の平面図及び側面図である。供試体は間知ブロックを谷積みとした供試体(以下「間知ブロック (谷積) 供試体」という。)、間知ブロックを布積みとした供試体 (以下「間知ブロック (布積)

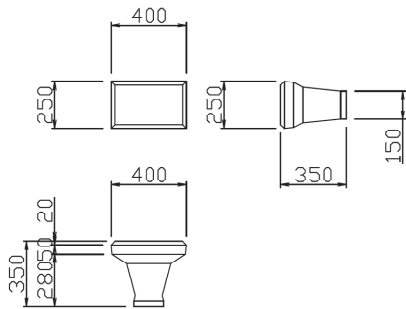


図4 間知ブロック



図5 実験のセットアップ

供試体」という。)及びベンチマークのためにブロックを使用せず、胴入れコンクリートのみとした供試体(以下「無筋コンクリート供試体」という。)の3種類とした。供試体の形状は梁状であり、その寸法は断面高さ、すなわち控長を実物と同様の350 mmとし、載荷装置の能力を踏まえて断面幅800 mm及び長さ2,000 mmを基本とした。ただし、間知ブロック(谷積)供試体はブロックの配置の都合上、断面幅を813 mmとした。

間知ブロック供試体には、図4に示すとおりJISA 5371に基づく控長350 mmの積みブロックを工場製作し、これを使用した。供試体の端部に設置する積みブロックのうち、規格品どおりの形状及び寸法では供試体の外形に適合しない場合には、事前にこれをコンクリートカッターで切断して適合させた。塗装合板により供試体の外形を組み立て、積みブロックの前面、すなわち擁壁躯体の前面側となる面を下向きにして積みブロックを設置した。その後、胴入れコンクリートを打設してバイブレータで締め固めた。道路土工-擁壁工指針¹⁴⁾では、胴入れコンクリートの設計基準強度は18 N/mm²以上とされているが、道路のブロック積擁壁の胴入れとして使用されているコンクリートの実態を踏まえ、本実験では胴入れコンクリートの呼び強度を21 N/mm²とした。粗骨材の最大寸法は20 mmとした。

載荷方向は、擁壁躯体の前面側が引張となる曲げモーメントを載荷する場合(以下「前面引張」という。)及び背面側が引張となる曲げモーメントを載荷する場合(以下「背面引張」という。)の2種類とした。背面引張とする場合には、載荷前に供試体を上下反転し、載荷装置に設置した。

試験の数量は、無筋コンクリート供試体は1体、その他のケースは2体ずつとした。

供試体の載荷日材齢において、積みブロック及び胴入れコンクリートの圧縮強度試験、積みブロック及び胴入れコンクリートの割裂引張試験並びに胴入れコンクリートの曲げ強度試験を実施した。

2.3.2 試験装置及び載荷方法

図5は実験のセットアップである。等曲げモーメント区間を400 mm、せん断スパンを500 mmとした4点曲げとした。等曲げモーメント区間の寸法は、間知ブロック(谷積)供試体の幅方向に連続する積みブロックの目地が等曲げモーメント区間に収まるように設計した。鉛直荷重載荷点及び支点には丸鋼を設置した。油圧ジャッキにより鉛直荷重を載荷した。載荷プログラムは単調載荷として、供試体が破壊するまで静的に載荷した。

2.3.3 計測方法

ロードセルにより載荷荷重を、変位計により載荷点変位をそれぞれ測定した。図3のように等曲げモーメント区間の中央付近で供試体側面にひずみゲージを4点設置し、曲げひずみを測定した。

供試体の破壊面の状況を3Dスキャナにより撮影するとともに、破壊面の状態に応じて胴入れコンクリートの材料破壊、ブロックの材料破壊、胴入れコンクリート-ブロック界面破壊及びブロック-ブロック接触面の4つのモードに分類しそれぞれの面積を図化ソフト上で読み取った。ここで、材料破壊とは材料の内部で破壊した状態、界面破壊とは異なる材料間の界面で剥離した状態を意味する。

2.4 載荷試験の結果

すべての試験において、等曲げモーメント区間内で曲げひび割れが発生し、供試体が脆性的に破壊した。載荷荷重-載荷点変位関係は線形的で、概ね0.2 mm~0.25 mmの変位で破壊した。以下に、最大曲げモーメント、

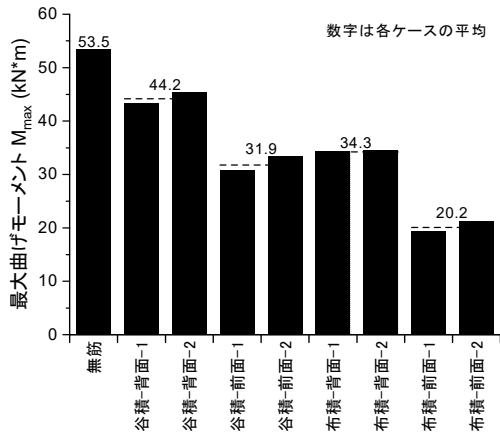


図6 最大曲げモーメント

破壊面の状況及び供試体側面のひずみについて示す。

2.4.1 最大曲げモーメント

図6には各ケースの最大曲げモーメントを示した。なお、前述のとおり供試体製作上の制約から間知ブロック(谷積)供試体だけが梁幅が813mmであることから、間知ブロック(谷積)供試体の曲げモーメントは梁幅800mmあたりの値に換算して示した。また、表1には最大曲げモーメントを用いて断面の高さを350mmとした場合の曲げ強度の一覧を示した。最大曲げモーメントはブロックの積み方及び载荷方向に対して差が認められた。すなわち、ブロックの積み方が異なるケースを比べると、布積みは谷積みよりも前面引張で38%、背面引張で22%小さかった。また、载荷方向が異なるケースを比べると前面引張は背面引張よりも、谷積みで28%、布積みで41%それぞれ小さかった。

2.4.2 破壊面の状況

図7は破壊面の状況として、3Dスキャナで撮影した画像及び破壊面の状態に応じて4つのモードに分類した結果を示した。図から明らかのごとく、ブロックの積み方及び载荷方向により破壊面の様相が異なる。まず谷積みと布積みを比べると、布積みは破壊面が比較的平らであることに對し、谷積みの破壊面は凹凸を有した複雑な形状である。载荷方向に着目すると、前面引張の場合には谷積み又は布積みの別によらずブロックの目地に沿って破壊が発生している。一方で、背面引張の場合には、布積みは目地に沿って破壊しているが、谷積みはそうではなくブロックの材料破壊が発生している。このような谷積みの破壊形態は図2(a)及び(b)に示した変状事例と同様の傾向である。

図8は図7で示した4つの破壊モードについて、破壊

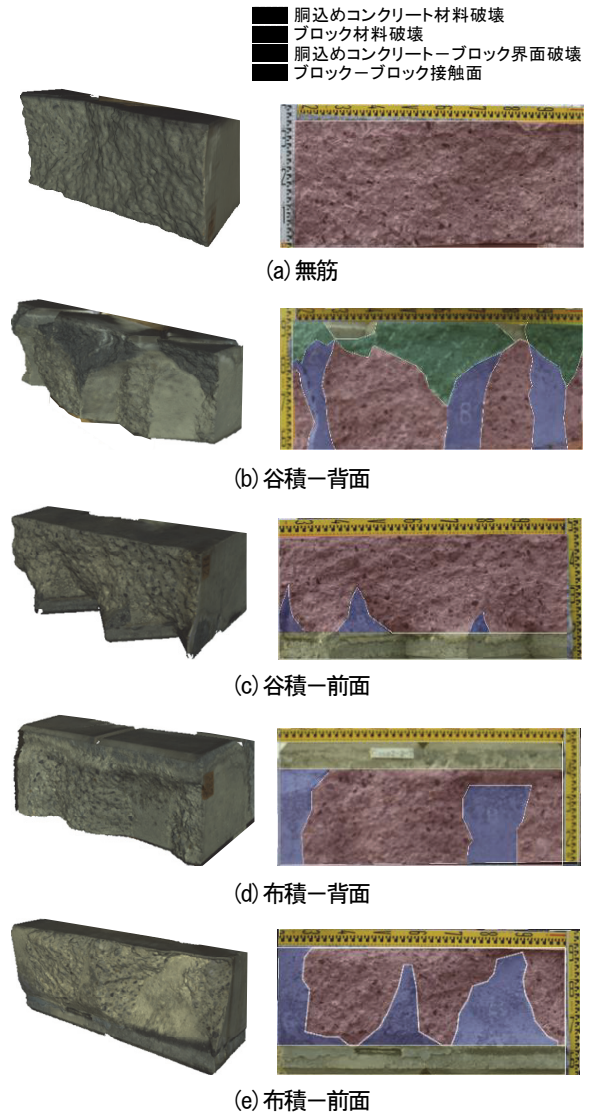


図7 破壊面の様相 (左: 3D スキャナ、右: 破壊モード)

面上でのそれぞれの面積を図化ソフト上で読み取り、その割合を示したものである。図6に示した最大曲げモーメントと対比すると、ブロック-ブロック接触面の割合が小さいほど最大曲げモーメントが大きい傾向が認められる。前面引張の場合には、胴込めコンクリート-ブロックの界面破壊の割合は谷積みが約1割に対して布積みは約3割と布積みの方が高く、これが布積みの最大曲げモーメントが小さい原因の一つと考えられる。背面引張の場合には、布積みではブロック-ブロック接触面の割合が2割程度である。これに対して谷積みはブロック-ブロック接触面はほぼ0で、代わりにブロックの材料破壊が2割程度生じている。したがって、ブロックの目地がそろった積み方である布積みは曲げに対して合理的でなく、そのような積み方を避けるか、耐力が小さくなる

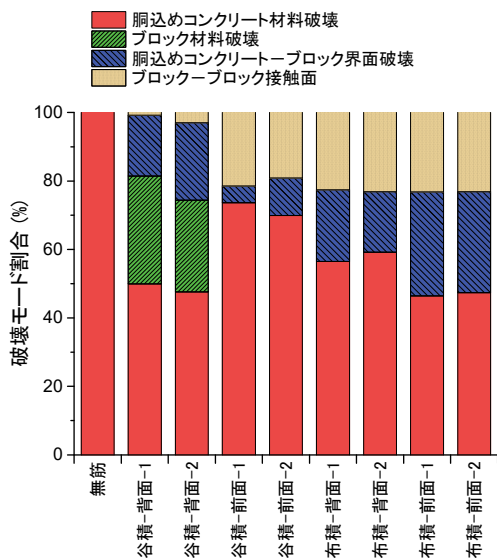


図8 破壊モードの割合

ことを考慮して評価することが必要と考えられる。

2.4.3 供試体側面のひずみ分布

図9は等曲げモーメント区間の高さ方向のひずみ分布を曲げモーメント 5 kN・m 毎に示したものである。無筋コンクリート供試体はほぼ上下対象のひずみ分布を示した。一方で、間知ブロック供試体は上下非対称のひずみ分布であった。背面引張の場合には中立軸はほぼ断面の中心(上縁からの深さ 175 mm)にあるが、圧縮側すなわち擁壁前面側のひずみは中立軸からの距離に比例していない。一方で、前面引張の場合には中立軸位置が高く、引張縁付近のひずみはやや乱れているもののその値は極めて小さい傾向にある。これらはブロックの目地の影響を受けているものと考えられる。目地によるブロック-ブロック接触面は構造的な弱部となり、断面として十分に働いていない。すなわち、引張側に目地がある場合には、目地部を含む断面で選択的に破壊が生じる。圧縮側に目地がある場合には、その不完全な接触の状態により圧縮剛性の低下を引き起こしている。したがって、目地部を有する構造の断面性能を精緻に評価するためには、ブロック-ブロック接触面を断面性能から控除する必要があると考えられる。

2.5 考察

2.4節で示した载荷試験の結果によると、谷積みのほうが布積みよりも最大曲げモーメントが大きかった。経験的に谷積みとすることが原則とされてきたことが実験的に実証されたものと考えられる。ここでは、このような最大曲げモーメントの差をもたらすメカニズムを考察し、

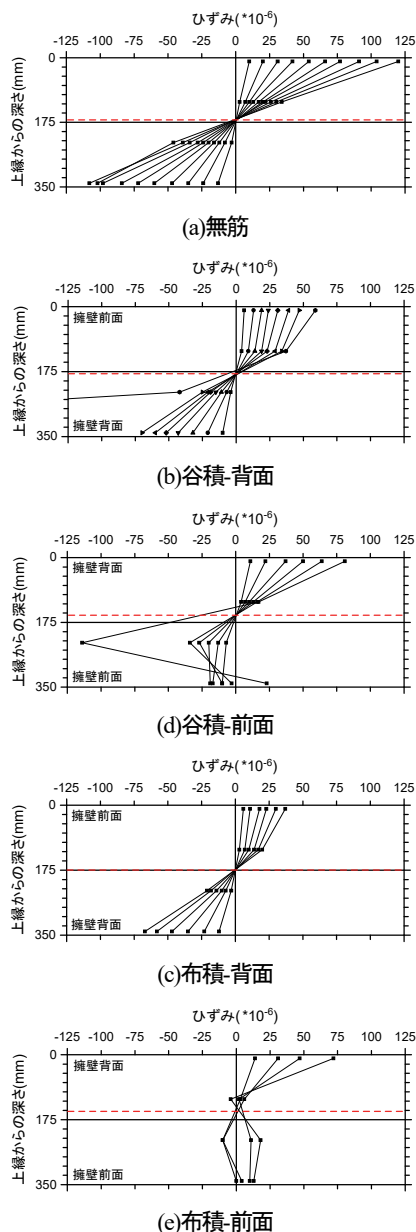


図9 等曲げモーメント区間の供試体側面の高さ方向のひずみ分布 (曲げモーメント 5kN・m 毎に表示)

その結果に基づき大型ブロックを技術開発し、又は選定する上での留意点を整理する。

2.5.1 ブロック積擁壁躯体の破壊メカニズム

図7に示したとおり、谷積-背面引張を除き、ブロックの目地が構造的な弱点となって供試体が破壊した。一方、谷積-背面引張は目地部では破壊が生じておらず、斜めにブロックを積むことで、目地が構造的な弱点となることを回避しているということにほかならない。

さらに、ブロックとブロックの接触面が構造的な弱部となり、図9の供試体側面のひずみ分布が示すように目

表2 ブロック積擁壁躯体の破壊メカニズム

	前面引張	背面引張
谷積み	a)ブロックの目地で選択的に破壊し、ブロックとブロックの接触面だけ有効断面が減少 b)目地付近において、ブロック控え部分と胴込めコンクリートの界面が同一面上にないため、胴込めコンクリートの材料破壊により抵抗	a)ブロックの目地で破壊が生じず、ブロックの材料破壊により抵抗に寄与 c)ブロックとブロックの接触面で圧縮剛性が低下
布積み	a)ブロックの目地で選択的に破壊し、ブロックとブロックの接触面だけ有効断面が減少 b)目地付近において、 <u>ブロック控え部分と胴込めコンクリートの界面が同一面上にあり、ここで界面破壊が卓越して断面耐力が低下</u>	a)ブロックの目地で選択的に破壊し、ブロックとブロックの接触面だけ有効断面が減少 c)ブロックとブロックの接触面で圧縮剛性が低下

地が引張側にあると有効断面が減少し前面引張の場合に最大曲げモーメントを小さくしたものと考えられる。目地が圧縮側にある場合には圧縮側のひずみ分布が中立軸からの距離に比例していない。すなわち、圧縮側においても目地部は断面として考えることができるほどには接触していないといえる。

図8によると、布積一前面引張は谷積一前面引張よりもブロック一胴込めコンクリート間の界面破壊の割合が高い。ブロックの配置を踏まえると、布積みはブロック一胴込めコンクリート間の界面が同一面上にあり、かつその面はブロックの目地に近い。これに対し、谷積みはその界面が同一面上にないのである。これが前面引張の場合の谷積みと布積みの最大曲げモーメントの差の要因であると考えられる。

以上を整理すると表2のようである。

2.5.2 大型ブロック積擁壁の留意点

前節の考察の結果に基づき、大型ブロック積擁壁を開発し、又は選定する上で留意すべきと考えられる事項を整理する。

(1) ブロックの構造

既存の大型ブロック積擁壁は、施工性を重視して開発されており、ブロックの大きさ、ブロック同士の接合部の構造、使用する現場打ちコンクリートの量等が極めて多様だが、そのほとんどが布積みである。したがって、ブロックの大きさ、接合部等の構造によっては目地が構造的な弱点の1つになる場合があると考えられる。この弱点を克服することに限らず、ブロック間の結合を強固にするための方法としては、同一断面内にブロックの目地やブロックの控えと胴込めコンクリートの界面を作らない、又は作ったとしても連続させないことなど、断面

性能を有効に活用することが重要であると考えられる。すなわち、扁平で単純な形状の底版を有するブロック等は構造的にあまり合理的ではない可能性がある。

ブロック積擁壁は実際には高さ方向にブロックを積層し、胴込めコンクリートを打設しながら施工する。ブロックと胴込めコンクリートが水平に近い面で接すると、胴込めコンクリートのブリージングにより、ブロックと胴込めコンクリートの間の付着を確保しづらい条件にあると考えられる。これは、図2(c)に示した布積みの変状事例で、積みブロックの控え部分の底面と胴込めコンクリートの界面でコンクリートの打設不良が認められたことから容易に想像できる。

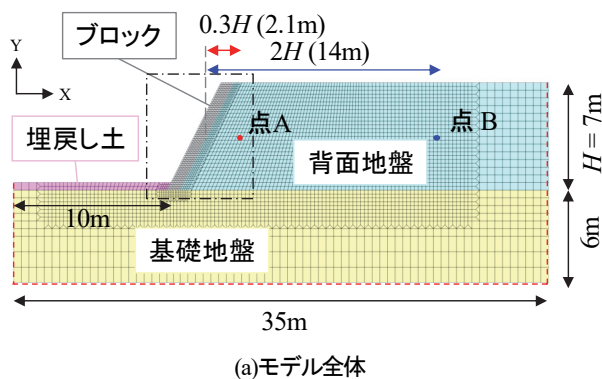
(2) ブロックの施工

ブロックの目地が揃う積み方の場合には、胴込め又は中詰めコンクリートの打設にも配慮する必要がある。コンクリートの打ち継ぎ面は施工条件及び施工方法によっては構造的に弱点となる。したがって、ブロックの水平目地と胴込め又は中詰めコンクリートを打ち継ぎする面がそろわないように配慮する必要がある。

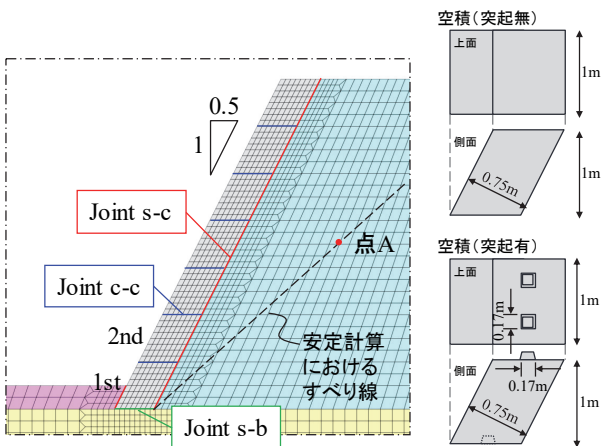
3. 大型ブロック積擁壁の地震時挙動に関する FEM 解析

3.1 概要

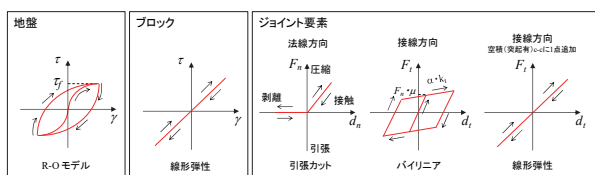
大型ブロック積擁壁の変状事例の調査結果によると、現場打ちコンクリートを使用しない、いわゆる空積の構造において、地震時を含めて変状の発生傾向が高く、変状の形態としてはブロック接合部のずれ、ブロックの損傷等の発生が認められる¹⁶⁾。本章では、空積の大型ブロック積擁壁の地震時挙動を把握することを目的に、ブロック間の接合構造に着目して非線形動的 FEM 解析を実施



(a)モデル全体



(b)擁壁周辺



(c)構成則

図10 解析モデル

した。具体的には、接合部に突起が無い空積、接合部に突起がある空積及び練積の場合について、ブロックの挙動及び背面地盤の挙動の観点から比較した。

3.2 FEM 解析の方法

解析モデル及びパラメータを図10及び表3にそれぞれ示す。空積の大型ブロック積擁壁の変状事例及び道路土工擁壁工指針¹⁴⁾を参考に擁壁躯体は直高Hが7m、控長が0.75m、前面勾配が1:0.5とした。背面地盤はN値が5の盛土、基礎地盤のN値は30を想定した。擁壁は、路盤を想定した埋戻し土により0.5mの根入れをした。

ブロックは突起の無い空積(以下「空積(突起無)」という。)、突起の有る空積(以下「空積(突起有)」という。))及び練積のブロック間の接合条件が異なる3種類を想定した。非線形ジョイント要素によりブロック間及びブロックと地盤の間のずれ及び剥離を表現した。地盤及び

表3 解析パラメータ

	背面地盤	基礎地盤	埋戻し土	ブロック	パラメータの出典	
想定したN値	5	30	10	—	参考文献14)	
構成則	修正R-O	修正R-O	修正R-O	線形弾性	参考文献17)	
単位体積重量 γ_t	kN/m ³	18	25	20	19	参考文献14)
粘着力 c	kN/m ²	0	5000	0	—	参考文献14)
せん断抵抗角 ϕ	deg	25	35	35	—	参考文献14)
初期せん断弾性係数 G_0	kN/m ²	34,429	2,549,291	81,480	9,615,385	参考文献18)
ポアソン比 ν		0.37	0.3	0.3	0.3	—
基準ひずみ γ_r		0.000853	0.001961	0.000043	—	参考文献19)
最大減衰定数 h_{max}		0.2	0.2	0.2	—	参考文献19)
ジョイント要素 (Joint s-c)						
軸剛性 k_n	kN/m ²	1.89×10^6	1.33×10^6	4.24×10^6	—	参考文献20)
せん断剛性 k_t	kN/m ²	1.00×10^6	1.00×10^6	1.00×10^6	—	参考文献14)
摩擦係数 μ		0.222	0.315	0.315	—	参考文献14)
低減係数 α		0.0001	0.0001	0.0001	—	参考文献14)
ジョイント要素 (Joint c-b)						
軸剛性 k_n	kN/m ²	—	2.55×10^6	—	—	参考文献20)
せん断剛性 k_t	kN/m ²	—	1.00×10^6	—	—	参考文献14)
低減係数 α		—	0.0001	—	—	参考文献21)
ジョイント要素 (Joint c-c)						
軸剛性 k_n	kN/m ²	—	—	5.00×10^8	—	参考文献20)
せん断剛性 k_t	kN/m ²	—	—	2.02×10^8	—	参考文献14)
摩擦係数 μ		—	—	—	0.5	参考文献21)
低減係数 α		—	—	—	0.0001	参考文献21)
ジョイント要素 (Joint c-c (突起))						
軸剛性 k_n	kN/m ²	—	—	5.00×10^8	—	参考文献20)
せん断剛性 k_t	kN/m ²	—	—	1.29×10^8	—	参考文献22)

ブロック要素の構成則はそれぞれ、修正 Ramberg - Osgood モデル (修正 R-O モデル)¹⁷⁾及び線形弾性とした。ジョイント要素のずれ及び剥離はCoulombの破壊基準に基づいた。空積(突起無)にはブロック間に摩擦を表現するバイリニア型のジョイント要素を用いた。空積(突起有)には、空積(突起無)の摩擦を表現するジョイント要素に加え、突起のせん断抵抗を表現する線形のジョイント要素を挿入した。突起は、過年度の大型ブロック積擁壁の製品実態調査結果を踏まえてブロック中央部に約170mm四方の突起が奥行き1mあたり2つある場合を想定し、そのせん断剛性は突起のせん断試験結果²²⁾を参考に設定した。練積はブロック同士の接合面を設けずに躯体を一体とした。

ここ入力加速度は周波数が2Hzの正弦波とし、ピーク加速度を1波毎に100galずつ漸増して最大500galまで載荷した。動的解析時の境界条件には粘性ダンパーを用いた。

3.3 FEM 解析の結果

3.3.1 応答最大時の変位分布

図11に最大応答時の変位分布を示す。空積(突起無)では1,2段目のブロック間のずれが卓越し、変状事例の損傷状況¹⁶⁾と同様の傾向であった。また、他と比べて擁壁天端の変位が約1.3倍大きい。練積は空積(突起無)とは異なり躯体の前傾が卓越した。なお、練積は地震応答中に擁壁躯体に発生した引張応力の最大値は、コンクリートの許容曲げ引張応力度(0.3N/mm²)¹⁴⁾以下であった。空積(突起有)は空積(突起無)と比べて全体的に

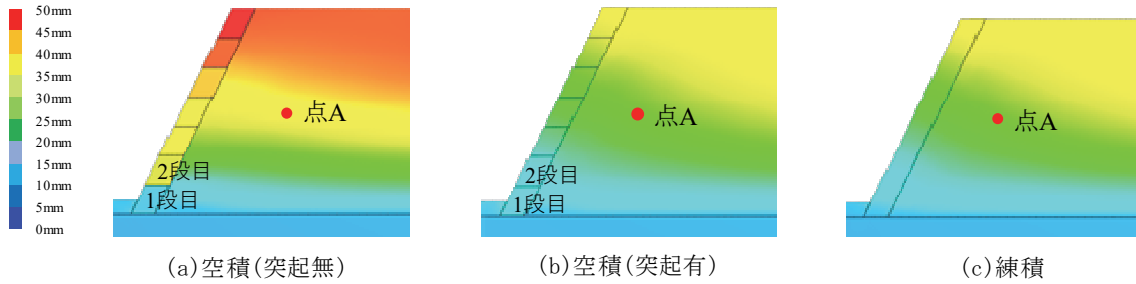


図 11 応答最大時の変位分布 (1倍表示)

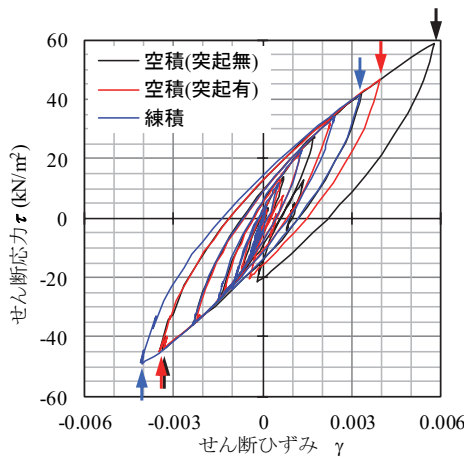


図 12 背面地盤 (図10の点A) の τ - γ 関係 (図中の矢印は500gal 載荷時の正側及び負側のピーク)

変位が小さくなっており、練積に近い傾向を示した。

3.3.2 背面地盤のせん断ひずみ γ -せん断応力 τ

図 12 は図 10 に示した点 A の位置の背面地盤の τ - γ の履歴である。 γ の符号は擁壁前面側へのせん断変形を正とした。点 A は試行くさび法に基づくすべり線上の高さ $0.5H$ の位置とした。なお、図中の矢印は 500gal 載荷時の正側及び負側のピークを示したものである。 γ - τ の履歴曲線は、空積 (突起無) 及び空積 (突起有) はひずみの正側にシフト (擁壁前面方向へ変位) しているのに対し、練積は負側にシフト (擁壁背面方向に変位) している。また、 γ の最大値は練積が 3.3×10^{-3} 、空積 (突起無) が 5.7×10^{-3} 、空積 (突起有) が 3.9×10^{-3} であり、練積に対して空積 (突起無) は約 1.7 倍、空積 (突起有) は約 1.2 倍のひずみが生じている。すなわち、練積の場合には擁壁躯体が背面地盤にもたれる方向への挙動が卓越する一方で、空積の場合には前面側への挙動、換言すると擁壁が不安定になる方向への挙動が卓越している。さらに、空積 (突起有) の場合には、突起によりブロック間のせん断力を伝達してずれを抑制しているものの、曲げモーメントが伝達できないため、擁壁としての土を留

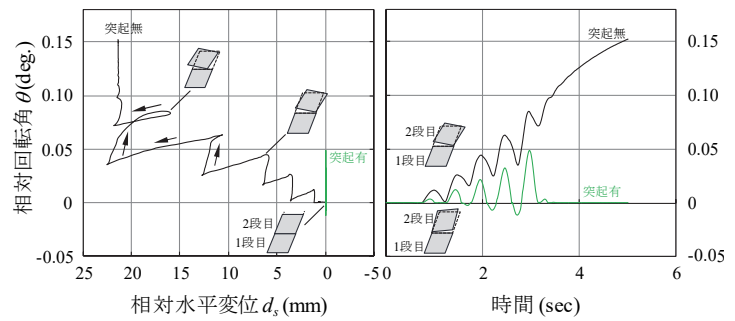


図 13 1、2 段目ブロック間の挙動

める機能は練積よりも劣っているものと考えられる。

3.3.3 空積のブロック間の挙動

図 13 に下から 1、2 段目のブロック間の相対回転角 θ - 相対水平変位 d_s 関係、 θ の時刻歴を示す。空積 (突起無) は、地震応答中に θ 及び d_s が増減を繰り返す複雑な挙動を示している。空積 (突起有) は突起により d_s はほぼゼロであるが、図 13(b) によると θ は正負に交番し、2 段目のブロックがロックしている。応答中のほとんどの時間で θ の値は正、すなわち 2 段目のブロックがかかとで立った状態が継続している。変状事例¹⁶⁾においても、かかとで立ち上がったことが要因と疑われるブロックの損傷が確認されている。したがって、特に薄肉の板を組み合わせた構造等のブロックにおいては、ブロックがかかとで立ち上がった状況の荷重条件で部材の安全性の照査が必要と考えられる。

4. まとめ

本報では、大型ブロック積擁壁の積みブロックの積み方及びブロック同士の接合部の構造に応じた一体性の評価手法を確立する上での基礎資料を得るために、間知ブロックを用いて谷積み及び布積みとしたブロック積擁壁供試体の 4 点曲げ試験を実施した結果を述べた。また、変状事例の発生傾向の高い空積の大型ブロック積擁壁の

地震時挙動の評価を目的として、積みブロックの接合部の構造に着目して非線形動的 FEM 解析を実施した。本報の範囲で得られた知見を以下に示す。

- 1) ブロック積擁壁供試体の4点曲げ試験の結果によると、最大曲げモーメントはブロックの積み方及び曲げモーメントの方向によって異なり、布積みは谷積みよりも前面引張で約4割、背面引張で約2割小さかった。また、前面引張は背面引張よりも、谷積みで約3割、布積みで約4割小さかった。
- 2) 擁壁前面側が引張となる場合には、ブロックの積み方によらずブロックの目地部が構造的な弱点となり、選択的に目地部を含んで破壊が生じる。また、ブロックとブロックの接触面は断面として有効に機能しない。さらに、布積みはブロック控え部分の底面と胴込めコンクリートの界面が隣り合うブロック同士でそろっているため、ここで界面破壊が卓越して谷積みよりも曲げ耐力が低下する。
- 3) 擁壁背面側が引張となる場合には、布積みは選択的に目地部で破壊が生じる。対照的に、谷積みはブロックの目地部での破壊が避けられ、代わりにブロックの材料破壊が生じ、これにより曲げ耐力の低下が緩和される。
- 4) 以上の結果を踏まえて、ブロックの構造及びブロックの施工の観点から、大型ブロック積擁壁の留意点を整理した。
- 5) 大型ブロック積擁壁の非線形動的 FEM 解析の結果によると、突起の無い空積の大型ブロック積擁壁は、地震応答中にブロック間でずれと相対的な回転を繰り返す複雑な挙動を示す。特に、1、2段目のブロック間のずれが顕著であり、これは変状事例の損傷形態に対応する。
- 6) ブロック間のせん断力を伝達できる突起を設けることで背面地盤の変形量は小さくなる。ただしブロック間の曲げモーメントが伝達できないことから練積に比べると土を留める機能に劣る。
- 7) 突起があっても、ロッキングによりブロックがかかと立ち及びつま先立ちした状態となる。変状事例を踏まえると、かかと立ち等した状況の荷重条件でブロックの部材の安全性照査を行う必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 神鳥博俊：コンクリート構造物の生産性向上について（プレキャスト活用による生産性向上）、建設マネジメント技

術、8月号、pp.19-22、2015

- 2) 澤松俊寿、宮武裕昭：道路土工におけるプレキャスト擁壁の構造的特徴、第72回土木学会年次学術講演会講演概要集（CD-ROM）、III-427、pp.853-854、2017
- 3) 太田直之、杉山友康、岡田勝也、鳥井原誠、山本彰、山田祐樹：間知石による石積壁の地震時変形メカニズムに関する実験的研究、土木学会論文集F、第62巻、2号、pp.213-225、2006
- 4) 田中邦熙、新谷洋二、山田清臣：石垣断面解析にFEMを適用するための間詰部の考え方と解析事例、土木史研究、第18号、pp.491-501、1998
- 5) 太田直之、杉山友康、岡田勝也、布川修、鳥井原誠、山本彰、山田祐樹：正弦波で加振した石積壁の変形挙動に対する静的解析法の適用、土木学会論文集F、第65巻、3号、pp.346-355、2009
- 6) 村上友基、沼田宗純、目黒公郎：2次元拡張個別要素法による石垣構造物の地震動応答解析、土木学会論文集A1（構造・地震工学）、第70巻、4号、pp.I_506-I_512、2014
- 7) 酒井久和、山地智仁、小川悟史：不連続変形法に基づく2001年芸予地震時の石積み擁壁の崩壊シミュレーション、土木学会論文集A1（構造・地震工学）、第65巻、1号、pp.575-580、2009
- 8) 佐藤誠、橋本隆雄、池本敏和、宮島昌克：地震時における間知ブロック積擁壁の安定性に関する実験的研究、土木学会中部支部研究発表会、I-047、pp.93-94、2010
- 9) 池本敏和、森雅士、宮島昌克、橋本隆雄、村田晶：振動台を用いた間知ブロック積み擁壁の振動特性と破壊機構に関する実験的研究、土木学会論文集、第67巻、2号、pp.107-112、2011
- 10) 平出務、御子柴正、三上和久：空積みブロック宅地擁壁の地震時挙動と簡易補強法に関する研究、日本地震工学シンポジウム論文集（CD-ROM）、pp.3-10、2010
- 11) 原洋介、長嶋文雄、竹田岳史：ブロック擁壁-砂地盤連成系の擬似立体個別要素解析手法、地震工学研究発表会、第27巻、pp.196-196、2003
- 12) 福岡正巳、杉木六郎、今村芳徳、戸田晴彦：コンクリートブロック積みのモデル強度試験研究（その1）、東京理科大学理工学部土木工学科、50p、1979
- 13) 福岡正巳、今村芳徳：コンクリートブロック積みのモデル強度試験研究（その2）、東京理科大学理工学部土木工学科、33p、1980
- 14) 日本道路協会：道路土工—擁壁工指針、342p、2012
- 15) 社団法人日本道路協会：道路土工構造物点検必携、p.165、2018

7 社会インフラの長寿命化と維持管理の効率化を目指した更新・新設に関する研究

- 16) 澤松俊寿、佐藤登、新田武彦、宮武裕昭：プレキャスト擁壁の変状形態に関する一考察、土木学会年次学術講演会講演概要集 (CD-ROM)、III-454、pp.907-908、2018
- 17) 伊藤忠テクノソリューションズ：Soil plus 2017 Dynamic manual、pp.2-22 - 2-31、2017
- 18) T. Imai, K. Tonouchi : Correlation of N-Value with S-wave Velocity and Shear Modulus, Proceedings of the 2nd ESPT, pp. 67-72, 1982
- 19) 鉄道技術総合研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計編、pp.256-264、2012
- 20) 鶴飼恵三、蔡飛：新版地盤 FEM 解析入門、pp.124-126、2013
- 21) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説(上巻)、pp.522-523、2018
- 22) 香取慶一：コンクリート接合部のせん断力伝達機構に及ぼす表面形状の影響、東京工業大学報告番号乙第3356号、325 p.、1999

7.4 プレキャスト部材等を活用する質の高い構造物の効率的構築に向けた設計・施工技術の開発

7.4.2 プレキャスト部材の有効活用方法の研究

担当チーム：材料資源研究グループ

研究担当者：古賀裕久、中村英佑、櫻庭浩樹

【要旨】

本研究では、プレキャスト部材のさらなる活用に向けて、プレキャスト部材の製造過程や接合部に着目し、品質の評価技術を検討している。平成30年度は、同一断面に機械式鉄筋継手を集中させたプレキャスト部材接合部の曲げ載荷実験の成果に基づいて「プレキャストコンクリート構造物に適用する機械式鉄筋継手工法ガイドライン」をとりまとめた。ガイドラインには、プレキャスト部材の機械式鉄筋継手による接合部の品質のうち、破壊抵抗曲げモーメント、曲げモーメント作用下の剛性、ひび割れ性状に着眼し、設計、施工および検査を行う際の留意事項を示した。
キーワード：プレキャスト部材、機械式鉄筋継手、同一断面、静的耐力、剛性、ひび割れ性状

1. はじめに

プレキャスト部材（以下「PCa部材」という。）は、製品工場や現場ヤードにおいて製造するため天候の影響を受けにくく、安定して製造できることなどから、生産性の向上や構造物の長寿命化に資する技術として期待されている。しかし、現状では、技術規準類は現場打ちコンクリートを主体に整備されているため、PCa部材を有効に活用していくためには、次の課題の解決が必要とされている。

1) PCa部材の製造は、蒸気養生が用いられるなど、現場打ちコンクリートにはない特徴がある。これがPCa部材の品質や不具合に及ぼす影響を確認し、受け入れ検査の考え方を整理する必要がある。

2) PCa部材を用いて一定規模以上の構造物を構築する場合、PCa部材同士またはPCa部材と現場打ちコンクリート部材との接合部が必要となる（写真-1）。また、施工条件等の要因から鉄筋継手位置が同一断面に集中するいわゆる全数継手になるため、接合部の品質の確保が重要となる。

以上の背景から、平成28年度は、PCa部材の製造過程が品質に与える影響について、既往研究等から調査を行い、これまでに得られた知見の整理と課題の抽出を行った。

平成29年度は、PCa部材の接合部における鉄筋継手として機械式鉄筋継手を用いる場合の留意事項に関する検証実験等の計画を作成して検討を開始し、一部のケースについて実験結果をとりまとめた。

平成30年度は、H29年度に開始した実験を継続し、得



写真-1 機械式鉄筋継手を用いたプレキャスト部材例



図-1 機械式鉄筋継手の例

られた知見に基づいて「プレキャストコンクリート構造物に適用する機械式鉄筋継手工法ガイドライン」（以下、「ガイドライン」という。）をとりまとめた²⁾。以下では、ガイドライン策定にあたって実施した実験の結果とガイ

ドラインの概要を示す。

2. 機械式鉄筋継手を用いた曲げ載荷実験の概要

2.1 機械式鉄筋継手

鉄筋コンクリート部材に機械式鉄筋継手による接合部がある場合でも、継手がない場合と耐荷性状が大きく変わらない条件を検討するため、曲げ載荷試験を計画した。まず、PCa 部材の接合部に用いられる機械式鉄筋継手について、ヒアリング調査を行った。その結果、PCa 部材同士の接合部ではモルタル充てん継手、PCa 部材と現場打ちコンクリートの接合部では、ねじ節鉄筋継手を使用される場合が多いことが確認された。モルタル充てん継手とねじ節鉄筋継手の例を図-1 に示す。

部材としての曲げ載荷試験を実施する前に、機械式鉄筋継手単体の試験を実施し、複数の継手の性能を比較した。その結果、広く供給されている機械式鉄筋継手単体の性能は、土木学会「鉄筋定着・継手指針 2007 年版」³⁾ である SA 級または A 級に相当するもので、継手単体の強度及び剛性については、継手がない場合と同等以上であった。ただし、継手単体の力学的性能が高いものは外径や長さが大きくなっている場合があり、これらはひび割れ性状に影響を及ぼすことも考えられることから、本試験では継手の外径や長さの異なるものを選定した。

2.2 試験体

試験体は、機械式鉄筋継手を用いて 2 つの RC 部材を接合したものと継手のない一体のものを製作し、両者の挙動を比較した。機械式鉄筋継手を用いた試験体の配筋状況の例を図-2、機械式継手の配置状況の例を写真-2 に示す。

試験体は、機械式鉄筋継手の種類および配筋量（鉄筋中心間隔）、桁高等が異なるもの製作してこれらの影響を確認した。本稿では、表-1 に示すものについて紹介する。なお、表-1 に示す鉄筋中心間隔は、配筋量を変化させて設定しており、鉄筋中心間隔が狭い場合は引張鉄筋比が大きい。試験体の桁高 (400mm)、鉄筋中心間隔 (160mm) は、標準的なプレキャストボックスカルバート部材のものを参考に設定した。

2.3 試験体

載荷方法は、図-3 に示すように、4 点曲げ載荷とした。載荷状況の例を写真-3 に示す。

ひずみとたわみの測定位置の概要を図-4 に示す。機械式鉄筋継手を配置した接合部周辺の 4 断面を設定し、引張鉄筋ひずみ、圧縮縁コンクリートひずみを測定した。機械式鉄筋継手を用いない試験体も同様な位置でひずみを測定した。たわみは、スパン中央の下面に変位計を設

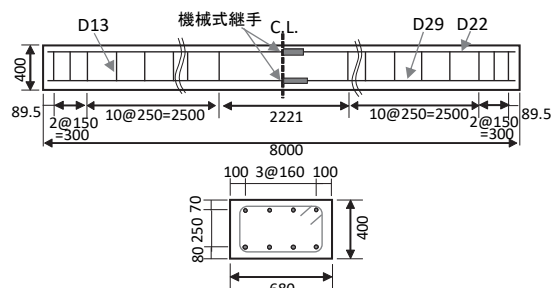


図-2 機械式鉄筋継手を用いた試験体の配筋状況例

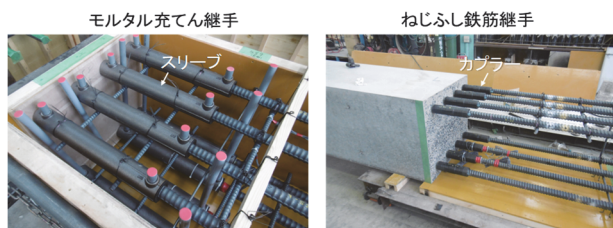


写真-2 機械式鉄筋継手の配置状況例

表-1 試験体の条件

No.	機械式鉄筋継手の種類	鉄筋中心間隔 (mm)	引張鉄筋比 (%)
1	継手なし(竹節鉄筋)	90	1.8
2	継手なし(竹節鉄筋)	160	1.2
3	M1(竹節鉄筋), SA 級	90	1.8
4		160	1.2
5	M2(ねじ節鉄筋), A 級	160	1.2
6	B1(ねじ節鉄筋), A 級	90	1.8
7		160	1.2
8	B2(ねじ節鉄筋), A 級	160	1.2

※鉄筋はSD345、等級は土木学会「鉄筋定着・継手指針 2007 年版」³⁾による。

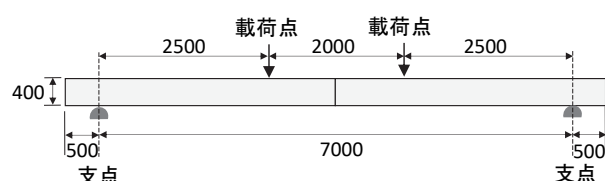


図-3 載荷方法の例



写真-3 載荷状況の例

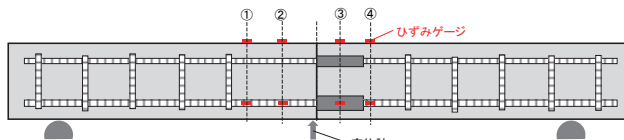


図-4 ひずみとたわみの測定位置の概要

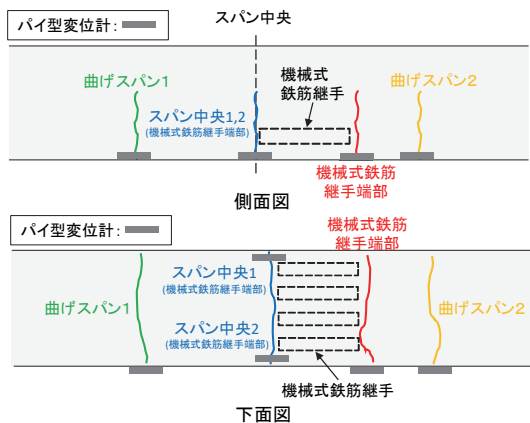


図-5 曲げひび割れ幅の測定位置の概要

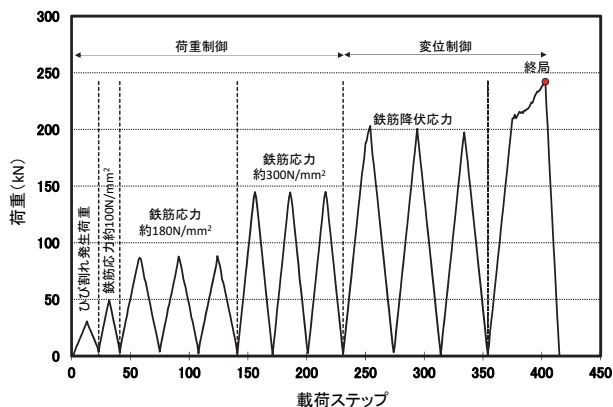
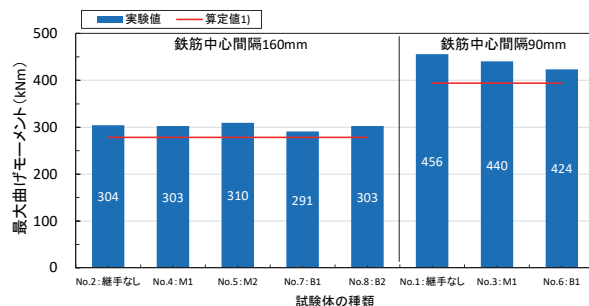


図-6 荷重サイクルの例

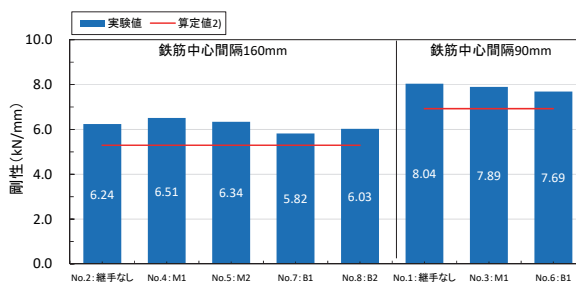
置して測定した。また、曲げひび割れ幅を測定するため、図-5に示すように、パイ型変位計を等曲げモーメント区間に5点設置した。

荷重サイクルの例を図-6に示す。まず、ひび割れが発生するまで荷重して除荷し、その後、いずれかのひずみの測定位置で鉄筋応力が 100N/mm^2 に達するまで荷重して除荷した。鉄筋応力は、荷重中に測定した鉄筋ひずみに弾性係数 (200kN/mm^2) を乗じて推定した。次に、鉄筋応力が 180N/mm^2 に達するまで荷重して除荷することを3回繰り返した。鉄筋応力が 300N/mm^2 および降伏応力の場合も同様とした。これらの鉄筋応力は、道路土工カルバート工指針において剛性カルバートの設計に用いられる許容応力等を参考に設定した⁴⁾。なお、各鉄筋応



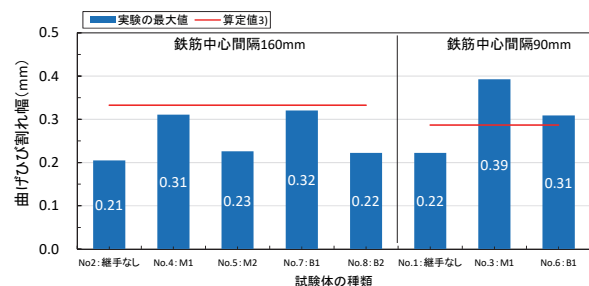
※算定値1)：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編に準拠して算定した破壊抵抗曲げモーメントの特性値⁵⁾

図-7 最大曲げモーメント



※算定値2)：2017年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕に示される換算断面二次モーメントを用いて算定⁶⁾

図-8 剛性



※算定値3)：2017年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕に示される曲げひび割れ幅算定式により算定⁶⁾

図-9 鉄筋応力が 180N/mm^2 時の曲げひび割れ幅

力の目標値と測定値の差は、 10N/mm^2 程度であった。

3. 曲げ荷重実験の結果

3.1 静的耐力

最大曲げモーメントを図-7に示す。機械式鉄筋継手の有無や鉄筋中心間隔に関わらず、いずれの試験体も算定値1)を上回る最大曲げモーメントを有することを確認した。

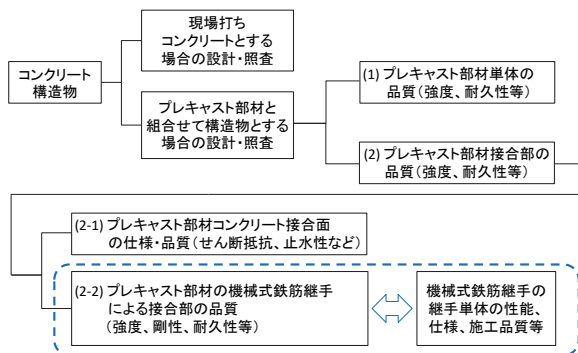
3.2 剛性

剛性を図-8に示す。剛性は荷重レベルにより異なるが、一例として、鉄筋降伏応力相当の荷重1サイクル目にお

表-2 各鉄筋応力での算定値3)との比較の例

試験体の種類		鉄筋応力 (N/mm ²)		
		100	180	300
鉄筋中心間隔 160mm	No.2 : 鉄筋継手なし	○	○	○
	No.4 : M1	○	○	○
	No.5 : M2	○	○	○
	No.7 : B1	○	○	○
	No.8 : B2	○	○	○
鉄筋中心間隔 90mm	No.1 : 鉄筋継手なし	○	○	○
	No.3 : M1	○	×	×
	No.6 : B1	○	○	×

※○：算定値程度以下の曲げひび割れ幅。
 ×：算定値を大きく上回る曲げひび割れ幅



ガイドラインの主な記述の範囲(機械式鉄筋継手を同一断面に用いた場合の、破壊抵抗曲げモーメント、曲げモーメント作用下の剛性、ひび割れ性状)

図-10 ガイドラインにおける検討の着眼点

ける荷重とスパン中央たわみの傾きから求められる値に着目して整理した。その結果、試験体の条件によらず、実験結果は算定値2)と同等以上であることを確認した。

3.3 ひび割れ性状

鉄筋応力が 180N/mm² 時の曲げひび割れ幅を図-9 に示す。ひび割れ性状について、鉄筋中心間隔が 160mm の場合の試験体では、継手の有無による明確な違いは認められなかった。一方、配筋量が大きい鉄筋中心間隔が 90mm の場合、試験体 No.3、6 で、算定値3)よりもひび割れ幅が大きくなる場合があることを確認した。

また、鉄筋応力が異なる載荷段階で算定値3)と比較した結果を表-2 に示す。試験体 No.3、6 以外は、いずれの鉄筋応力においても、算定値3)と同程度以下のひび割れ幅であった。

第1章 総則	
第2章 機械式鉄筋継手を用いる場合の設計における留意事項	参考資料1 機械式鉄筋継手工法を用いたプレキャスト部材の曲げ載荷実験 参考資料2 曲げ載荷実験に用いた機械式鉄筋継手単体の性能
第3章 機械式鉄筋継手を用いる場合の施工及び検査における留意事項	参考資料3 各施工段階での確認及び記録事項の例 参考資料4 各施工段階での検査事項の例
第4章 記録	

図-11 ガイドラインの目次構成

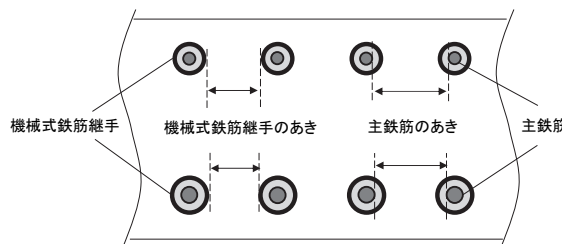


図-12 機械式鉄筋継手のあきの概要

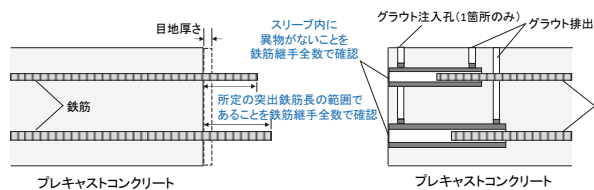


図-13 プレキャスト部材の据付け前の確認事項例 (モルタル充てん継手の例)

表-3 プレキャスト部材の据付け前の検査事項例 (モルタル充てん継手の例)

項目	頻度	判定基準
鉄筋継手部の鉄筋の表面及び端部の状態	鉄筋継手全数	不具合がないこと(鉄筋端部に切筋バリ、切筋ノロなどがなく)
スリーブ内の状態	鉄筋継手全数	異物がなく清浄であること
注入孔、排出孔の状態	鉄筋継手全数	詰まりがなく清浄であること
スリーブの位置	鉄筋継手全数	設計図書に記載された位置であること
鉄筋の挿入長さ	鉄筋継手全数	規定の長さの範囲であること

4. ガイドラインの概要

4.1 着眼点と構成

ガイドラインは、PCa 部材の機械式鉄筋継手による接合部の品質のうち、特に破壊抵抗曲げモーメント、曲げ

モーメント作用下の剛性、ひび割れ性状に着眼し、設計、施工および検査を行う際の留意事項が記述されている(図-10)。

ガイドラインの目次構成は、図-11の通りである。第2章の作成に際して実施された実験、第3章の施工および検査に必要な事項の調査結果が、参考資料1~4としてまとめられている。

4.2 機械式鉄筋継手の品質について

検討に用いた機械式鉄筋継手は、土木学会「鉄筋定着・継手指針2007年版」³⁾に示されるSA級とA級であり(表-1)、また、機械式鉄筋継手単体の性能についてヒアリング調査を行った結果、弾性域正負繰返し試験時のすべり量については、SA級とA級の共通の規格値である「0.3mm以下」よりもかなり小さい試験結果が得られる場合がほとんどで、今回試験に用いた継手は0.15mm未満であった。そこで、曲げ載荷試験で検証された範囲を明確にするために、ガイドラインの記載内容は、SA級またはA級に相当し、かつ、すべり量は0.15mm未満の継手を使用していることが前提であることが示されている。

4.3 設計における留意事項

本稿の3章で示した曲げ載荷実験の結果では、鉄筋の中心間隔を狭くすると、曲げひび割れ幅が大きくなり、ひび割れの分散性に劣るおそれがあることが示唆された。このため、接合部の設計にあたっては、機械式鉄筋継手単体の品質だけでなく、機械式鉄筋継手を一断面に集中して用いる場合のあき(図-12)について、一般的な場合よりも大きくする必要があることなどが示されている。

4.4 施工および検査における留意事項

ヒアリング調査等から、機械式鉄筋継手の品質を確保するための、施工の確認事項および検査事項の具体例がとりまとめられている。

施工の確認事項として、例えばプレキャスト部材の据え付け前の段階(図-13)では、スリーブ内に異物がないこと、所定の突出鉄筋長の範囲であること等を鉄筋継手全数で確認することが示されている。また、これに対応する検査事項例は表-3のように示されている。

5. まとめ

H30年度は、PCa部材の接合部における鉄筋継手として機械式鉄筋継手を用いる場合の留意事項に関する検証実験等を行い、その成果がガイドラインとしてとりまとめられた。

ガイドラインは、PCa部材から構築される構造物に機械式鉄筋継手工法を適用する際の参考図書として作成され、設計、施工におけるガイドラインの活用について国土交通省から地方整備局等に通知されるとともに、コンクリート生産性向上検討協議会から広く周知された²⁾。ガイドラインの活用により、機械式鉄筋継手工法の設計、施工および検査が適切に実施され、PCa部材がさらに有効に活用されることが期待される。

今後は、PCa部材の製造時に不具合(ひび割れ等)が生じやすい部位の検討や、蒸気養生により発生が懸念される劣化(DEF)の実態把握等を進める予定である。

参考文献

- 1) 櫻庭浩樹、古賀裕久、高松芳徳、井上幸一：同一断面に機械式継手を用いたプレキャスト部材接合部の曲げ挙動に関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.41、pp.613-618、2019
- 2) コンクリート生産性向上検討協議会：プレキャストコンクリート構造物に適用する機械式鉄筋継手工法ガイドライン、<http://www.mlit.go.jp/tec/i-con-concrete.html>
- 3) 土木学会：鉄筋定着・継手指針 [2007年版]、pp.34-46、2007
- 4) 日本道路協会：道路土工カルバート工指針、pp.48-95、2010
- 5) 日本道路橋協会：道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋・コンクリート部材編、pp.42-53、pp.54-157、2017
- 6) 土木学会：2017年制定 コンクリート標準示方書 [設計編]、pp.231-241、2018