

## 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

研究期間：平成 28 年度～33 年度

プログラムリーダー：材料資源研究グループ長 渡辺博志

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事が懸念される。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務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 29 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

鋼道路橋については、鋼部材の溶接接合部における疲労耐久性の評価に関する検討を実施した。接合部の形状や、溶接部の止端部の形状により、応力集中の状況が変化するとともに、その疲労強度が変化することを明らかにした。また、橋梁の基礎については、杭基礎の支持力をより精度よく評価することを目的として、杭の支持力推定式の見直しと動的載荷試験の適用性の検証を行った。コンクリート橋の分野では塩害耐久性の評価を適切に行うことを目的として飛来塩分量のばらつきの影響やコンクリートの塩分浸透性の評価手法に関する検討を行った。トンネルの更新技術に関しては、既往の事例の分析や数値解析、要素実験を通じて、トンネルの更新の際に必要な支保構造の力学的な特性を確認した。土工構造物については、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にむけて、熊本地震で被害を受けた補強土壁について変状メカニズム及び変状要因を分析した。また、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、現状のカルバートの変状事例を対象に、変状とその要因について整理した。

**(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**

トンネルの補修・補強工に関する技術動向の調査，実験に基づく補強工の力学特性の把握，現状のトンネル補修材の耐久性について技術開発の状況の把握と室内試験項目の検討を行った。また、炭素繊維シートのはく離抑制を施した補強工の耐荷力を把握した。室内試験として、アルカリ浸漬前後の押し抜き試験を実施し、高アルカリ条件が材料に与える影響についての分析方法および樹脂とコンクリート面への接着に与える影響等を把握した。

土工構造物の変形を考慮した性能評価手法を構築することを目的とし、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ため、平成28年熊本地震で被害を受けた補強土壁について変状メカニズム及び変状要因を分析した。また、カルバート工については現状のカルバートの変状事例について整理し、各種変状と道路機能との関係について検討した。

**(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**

道路擁壁工について、被害事例をもとに作用としての地震動、補強土壁の耐力及び応答を関連づけて分析することにより巨視的に被害の傾向を調べた。また、被害の程度が大きかった3事例について、現地調査に基づく変状の形態に応じた試験、シミュレーション解析等を実施して、変状メカニズム及び変状要因を推定した。

また、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。

**(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**

プレキャストコンクリート部材の製造過程が品質に及ぼす影響について、これまでに得られた知見を文献調査にて整理して課題を抽出した。また、道路橋のプレキャスト部材を想定した配合のコンクリート供試体を作製し、養生方法や混和材使用の有無による影響評価を行った。

また、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目的として、NETISの情報を元に道路の擁壁及びカルバートとして用いるプレキャスト工法の現状を把握した。

## 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 Materials and Resources Research Group  
WATANABE Hiroshi

**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 Resources 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 for 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 concrete 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 橋梁に関する研究（鋼構造）

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：玉越隆史、青木康素、佐藤歩、澁谷敦

#### 【要旨】

鋼構造物の疲労設計において、溶接継手の疲労設計の基となる疲労強度等級が定められている。これは、各種継手の疲労実験の結果を基にしている。その実験結果のデータを集めたデータベースがあり、その中には実験条件や溶接条件に係る種々のデータが格納されている。本研究では、このデータベースを用いて、多変量解析により、疲労強度に影響を及ぼす因子を抽出し、その因子もしくはそれら組合せによってデータを細分化することで、疲労強度等級を合理的に設定できる可能性を示した。

キーワード：溶接継手、疲労強度、データベース、多変量解析

#### 1. はじめに

鋼構造物の疲労設計では、日本鋼構造協会のモデルコードである「鋼構造物の疲労設計指針」<sup>1)</sup>があり、道路橋の分野<sup>2,3)</sup>、鉄道橋の分野<sup>4)</sup>などそれぞれ疲労設計の基準がある。これらの疲労設計で用いられている各継手の疲労強度等級と疲労設計曲線は、疲労試験結果に基づいて設定されている。その疲労試験結果は山田ら<sup>5)</sup>が収集したのから構成される試験結果を集めたデータベース（以降「疲労 DB」と呼ぶ）であり、文献 1)ではその改定時に森ら<sup>6,7)</sup>が収集したものを追加して整理がなされた。更に、2008 年以降に公表された疲労試験データを基にデータベースが更新されている<sup>8)</sup>。

この疲労 DB では、溶接継手形式ごとに試験の応力範囲と破壊回数が登録されているほか、主な項目として表-1 に示す 34 項目からデータが構成され、これらは既往の研究文献をベースに各種の情報が格納されている。森らは、この疲労 DB を用いて各種の溶接継手において、鋼材の静的強度が疲労強度に影響を与えないこと、被覆アーク溶接法と半自動 CO<sub>2</sub> 溶接法で、溶接法や溶接材料の違いが疲労強度に与える影響は認められないことを確認している<sup>7)</sup>。また、溶接継手の疲労強度には溶接部の止端形状等の各種の因子が影響することが知られている<sup>9)</sup>。これらは、疲労 DB を基に疲労強度に影響を与える因子を分析可能なこと、その因子を基に再分類することで、その条件ごとに疲労強度等級を設定することができる可能性があることを示唆している。例えば、著者らは文献 8)において、溶接部の形状によって疲労強度が異なるこ

とに着目し面外ガセット溶接継手を対象とし、溶接部の脚長の大きさや止端半径によって疲労強度が異なることを分析している。このように疲労 DB を効果的に分析することで疲労強度に影響を与える因子の抽出や、データの再分類による疲労強度等級の再設定の可能性がある。本研究では、面外ガセット溶接継手について、これまで明らかとなっている疲労強度への影響因子を踏まえつつ、データ項目の中でこれまで明らかとなっていない疲労強度に影響を与える因子がないか再検証することも目的とし、重回帰分析と主成分分析を中心とした多変量解析を実施し、疲労強度への影響因子を抽出した。その中から疲労強度と相関が高い項目を選びデータを再分類することにより、疲労強度等級を再整理することを試みた。

#### 2. 多変量解析による分析

表-1 に示す項目のうち、疲労強度への影響が大きい因子を見出し、その組み合わせによってデータを細分化する。本研究では、主成分分析と重回帰分析を中心としてその因子を抽出することを考えた。主成分分析により疲労強度に影響を及ぼす因子を抽出し、その因子の組合せのうち説明性の高い組合せについて、重回帰分析により疲労強度との相関性を確認し再分類案を提示する。重回帰分析を実施する場合の多重共線性の回避のため、VIF による分散拡大要因評価、クラスター分析評価による項目間の相関性が高い項目の洗い出しを行い、主成分分析を実施する対象を絞り込んだ。また、その際に、そもそのデータの信頼性を確保するために P 値による信

表-1 データベースに格納している主なデータ項目

1. 使用材料	2. 材料規格	3. 圧延方向と荷重方向の関係
4. 機械的性質 (降伏点)	5. 機械的性質(引張強さ)	6. 機械的性質 (衝撃値)
7. 機械的性質 (伸	8. 化学成分	9. 溶接方法
10. グループ形状	11. 溶接パス数	12. 曲率半径ρ
13. フランク角θ	14. 脚長 (主桁)	15. 脚長 (ガセット)
16. 溶接材料規格	17. 溶接材の系統	18. 溶接棒・ワイヤー直径
19. 溶接姿勢	20. 溶接条件 (電流)	21. 溶接条件 (電圧)
22. 溶接条件 (速度)	23. 入熱量	24. 予熱温度
25. 試験体寸法 (幅)	26. 試験体寸法 (長さ)	27. 試験体寸法 (板厚)
28. ガセット寸法 (板厚)	29. ガセット寸法 (長さ)	30. ガセット寸法 (高さ)
31. 溶接部の仕上げ条件	32. 表面処理方法	33. 熱処理方法
34. 溶接欠陥		

頼性評価も併せて実施した。本研究での多変量解析<sup>10)</sup>による統計分析手法の流れを図-1に示す。

### 2.1 データ処理の準備

表-1に示す項目のデータは、収集した全ての実験データで情報がそろっているわけではなく、空白になっているものも多い。また、数値で入力されているものは、分析でそのまま用いるとデータの母集団が小さくなり、統計分析の信頼性が確保できない可能性が高いことから、ある程度のデータ集団としてグループ分けする必要がある。中には、鋼材種別や溶接種別のように量的なデータではなく、質的なデータで登録されているものもあり、これらについて、多変量解析が可能ないように量的なデータに置き換える必要がある。

以上より、質的なデータをダミー数字によりデータを再構成したうえで、全てのデータ項目について登録されているデータの分布状況と欠損状況を確認し、分布状況が大きく異なる集団をグループ分けし、以降の各種分析に用いることとした。例えば、面外ガセット溶接継手について、表-1での量的なデータのうち「4. 機械的性質 (降伏点)」では、図-2のとおり、強度の数値データで頻度データを求め、正規分布を仮定した場合にデータの集団を分布状況から2つの分布特性で分割することが可能と判断し、「空白=0, 460以下=1, 460超=2」として再構成し用いた。同じく、質的なデータである「9. 溶接方法」では、図-3のとおり、各種の溶接方法の記載があり、このままでは標本数が少なく、かつ、データ登録時の登録方法が統一できていないことに起因し、少し表現が異なるが同様の溶接方法を指すデータが散見された。そのため、「空白=0, 被覆アーク溶接=1, ガスシールドアーク溶接=2, その他=3」として大まかに再構成し用いた。上記の処理を行い、表-2のとおり項目全体のデータを再構成して用いることとした。なお、「1. 使用材料」

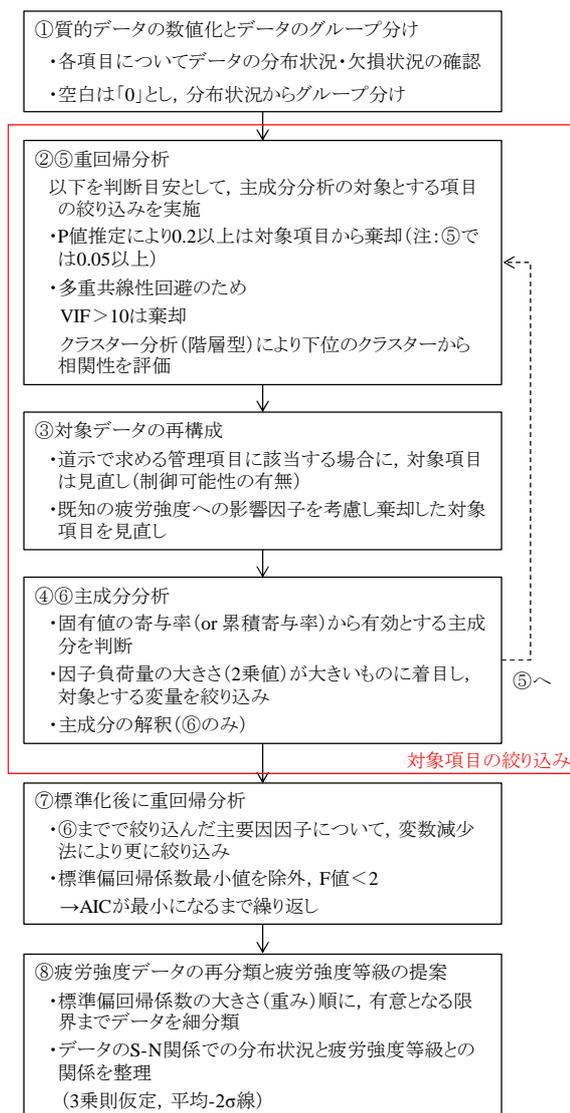


図-1 本研究での検討の流れ

は鋼材に限定されること、「8. 化学成分」と「34. 溶接欠陥」は登録されているデータが殆どなかったことから、分析対象外として扱った。

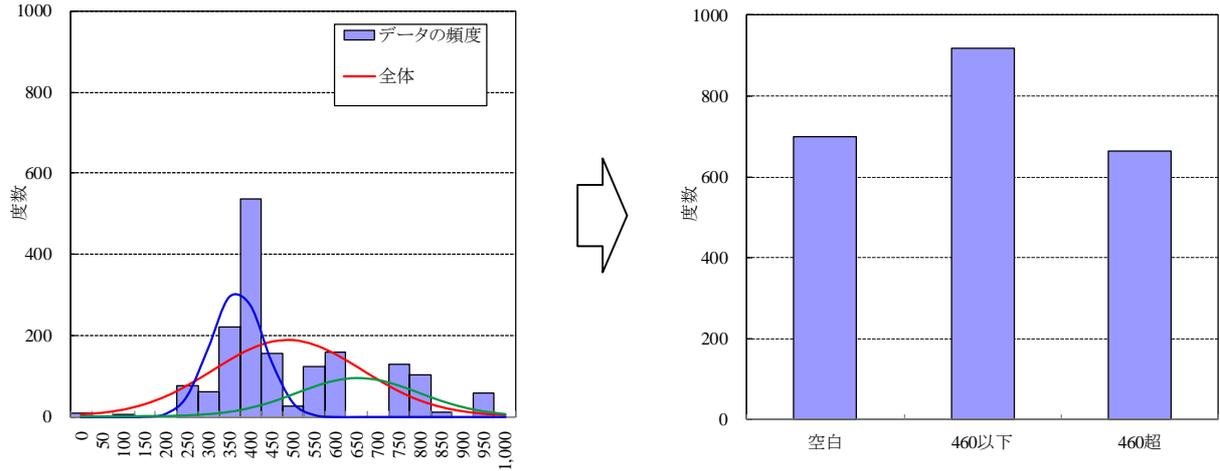


図-2 「4. 機械的性質 (降伏点)」のデータの再構成

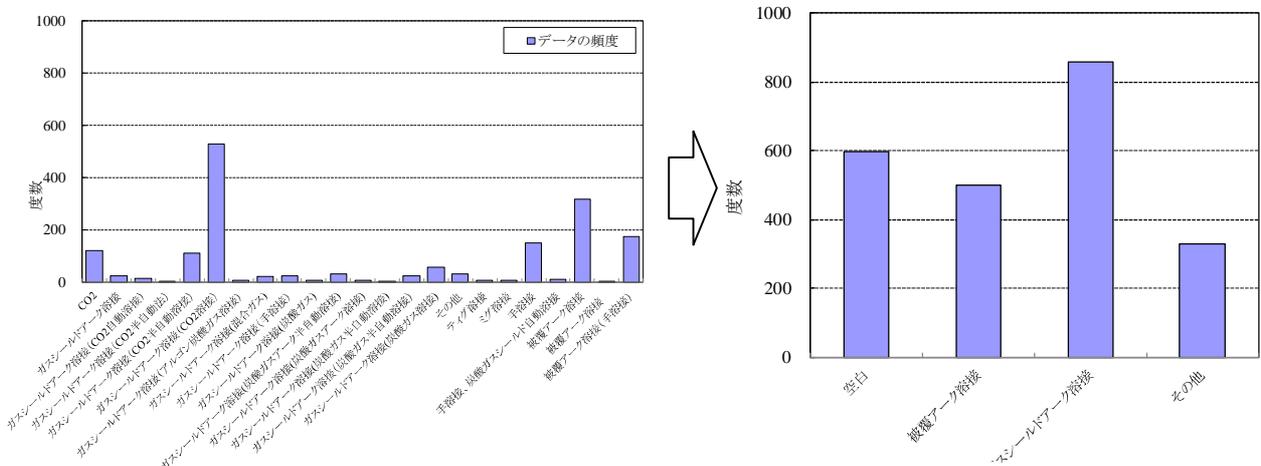


図-3 「9. 溶接方法」のデータの再構成

表-2 再構成した各項目の分類一覧

No	2.材料規格	3.圧延方向と荷重方向の関係	4.機械的性質 (降伏点)	5.機械的性質 (引張強さ)	6.機械的性質 (衝撃値)	7.機械的性質 (伸び)	9.溶接方法	10.グループ形状	11.溶接パス数	12.曲率半径ρ
1	SM570	その他	460以下	570以下	1	25以下	被覆アーク溶接	すみ肉	1	3mm未満
2	SM400~SM490Y	圧延方向と平行	460超	570超	—	25超	ガスシールドアーク溶接	すみ肉以外	—	3mm以上
3	その他	—	—	—	—	—	その他	—	—	—
0	空白	空白	空白	空白	空白	空白	空白	空白	空白	空白

No	13.フランク角θ	14.脚長 (主桁)	15.脚長 (ガセット)	16.溶接材料規格	17.溶接材の系統	18.溶接棒・ワイヤー直径	20.溶接条件 (電流)	21.溶接条件 (電圧)	22.溶接条件 (速度)	23.入熱量
1	135以下	8以下	8以下	被覆アーク溶接	被覆アーク溶接	1.2以下	260以下	30以下	20以下	15以下
2	135超	8超	8超	ガスシールドアーク溶接	ガスシールドアーク溶接	1.2超	260超	30超	20超	15超
3	—	—	—	その他	その他	—	—	—	—	—
0	空白	空白	空白	空白	空白	空白	空白	空白	空白	空白

No	24.予熱温度	25.試験体寸法 (幅)	26.試験体寸法 (長さ)	27.試験体寸法 (板厚)	28.ガセット寸法 (板厚)	29.ガセット寸法 (長さ)	30.ガセット寸法 (高さ)	31.仕上げ条件	32.表面処理	33.熟処理
1	100未満	100以下	1	12以下	1	100以下	50以下	仕上げ	止端仕上げ	応力除去焼なし
2	100以上	100超	—	12超	—	100超	50超	非仕上げ	未処理	焼なし
3	—	—	—	—	—	—	—	—	その他	—
0	空白	空白	空白	空白	空白	空白	空白	空白	空白	空白

2. 2 重回帰分析

分析にあたり、目的変数を定める必要がある。これまで鋼材の溶接継手の疲労強度設計では、応力範囲  $\Delta\sigma$  と破壊回数  $N$  の関係では 3 乗則を仮定し、 $\Delta\sigma^3 \times N = C$  (一定値) が成立するとされている<sup>1)4)</sup>。分析にあたり、実験データの応力範囲と破壊回数の関係を統一的な指標に置き換え整理することを考え、全ての実験データにおいて、疲労強度と応力範囲により  $\Delta\sigma^3 \times N$  を求め、これを目的変数とすることとした。

この場合に、多重共線性によって結果が不安定とならないために、相互に強い相関を有する項目について片方を分析からははずす処理が必要となる。これについて、既往の知見<sup>10)~12)</sup>を参考に、分散拡大要因 VIF (Variance inflation factor) とクラスター分析を用いて判断することとした (図-1)。分散拡大要因評価では  $VIF > 10$  の場合に、多重共線性があると判断した。また、クラスター分析では、階層型のクラスター分析を実施し、下位のクラスターを確認し、分類された項目の相関係数も含めて評

価し、相関性が高い項目間でどれか1つを残すこととした。

なお、データの信頼性についてはP値を求め評価することとし、図-1における②で主成分分析の対象を絞りこむ際の分析では、P値>0.2は分析対象から除外することとし、⑤ではP値>0.05を分析対象からはずすこととした。一般的には有意水準5%を選択するケースが想定されるが、②のステップで0.05とすると、多くのデータが除外対象となってしまうこと、主成分分析の対象を絞り込む段階であることから、データの有意水準を低く設定して選択肢を広げておく方がよいと考え、有意水準20%とし0.2とした。

また、⑧で主成分分析から影響因子の組合せを求めた後に最終的に提案するときには、目的変数 $\Delta\sigma^3 \times N$ 、説明変数を $x_1, x_2, \dots, x_N$ とすると重回帰関数は次式となる。

$$\Delta\sigma^3 \times N = a_0 + a_1x_1 + a_2x_2 + \dots + a_mx_m \quad (1)$$

式(1)について、説明変数とした $m$ 項目のデータを、使用可能な $n$ 個の値( $x_{1i}, x_{2i}, \dots, x_{ni}$ ) ( $i=1, 2, \dots, n$ )について入力して得られる予測値 $a_i'$ と実データから得られる $a_i$ との差の平方和を最小にする $a_0, a_1, a_2, \dots, a_m$ を最小二乗法により求めた。

### 2.3 主成分分析

図-1の②で絞り込んだデータについて、主成分分析により疲労強度に影響を及ぼす主要因を抽出する。この際、統計データとして棄却(除外)されてしまった項目のうち、例えば溶接部の止端形状などの、これまで既知の溶接部の疲労強度に影響を与える項目<sup>9),13)</sup>を除外してしまう可能性がある。これは、有意水準の仮定や疲労DBへの情報登録の仕方(入力表現)や実験条件のデータの偏り等によって、結果として除外対象になる可能性があることを意味する。また、道路橋の基準<sup>2)</sup>のように、溶接材料規格と溶接材の系統の関係が施工上規定されていたり、溶接部の仕上げ条件(仕上げの有無)が疲労設計上で規定されていたりする。これらについては、明確に関係性があると推測できる。以上を踏まえ、本研究では、④の主成分分析のステップを一次スクリーニングととらえ、この時点では、既知の事項や基準上規定されている項目は仮に②で除外されたとしても、主成分分析の対象とすることとした(ステップ③)。

④の主成分分析による1次スクリーニングでは、固有値の大きさと寄与率に着目し、固有値が1以上でかつ寄与率が大きい主成分について、因子負荷量の大きさ(絶対値)が大きいものからその累積が70%を占める項目までを抽出することとした。⑦では、固有値が1以上でかつ寄与率が大きい主成分について、主成分得点と因子負

荷量のベクトル図を作成し、主成分の意味を解釈した。

## 3. 分析の結果

### 3.1 主要因の絞り込み

#### 3.1.1 主成分分析の対象項目

2.1で前処理をしたデータを用いて、重回帰分析により、相関係数、VIF、P値を求めた。また、階層型のクラスター分析により相関の高い項目の組合せを調べた。結果をまとめて表-3に示す。相関係数(表-4)とクラスター分析(図-4)の結果より、鋼材の降伏点と引張強さ、伸び

表-3 主成分分析の対象項目の選定  
(図-1の②と③)

項目	空白率	P値	VIF	クラスター分析								P値による選択	相関による選択	VIFによる選択	クラスターによる選択	道路橋の基準で除外される項目	既知の疲労に影響する項目	除外しない項目	主成分分析対象	
				1	2	3	4	5	6	7	8									
1 使用材料																				
2 材料規格	1.2%	0.206	1.42	○									1	×						
3 圧延方向と荷重方向の関係	91.1%	0.030	2.15		○									2						
4 機械的性質(降伏点)	30.6%	0.906	15.81			●								3	×					
5 機械的性質(引張強さ)	31.2%	0.546	18.20				●								×	△	×			
6 機械的性質(衝撃値)	98.8%	0.035	1.26					○												
7 機械的性質(伸び)	34.6%	0.581	3.02				●								3				△	
8 溶接方法									○											
9 溶接方法	26.1%	0.647	2.08							○					5	×				
10 グループ形状	27.8%	0.395	1.79								○				1					
11 溶接パス数	85.6%	0.120	2.09									○			6					
12 曲率半径p	70.7%	0.000	2.83																	
13 フランク角φ	81.3%	0.082	2.11										○		7					
14 脚長(主桁)	77.3%	0.672	4.82												7	×	△			
15 脚長(ガゼット)	80.8%	0.141	3.77													●				
16 溶接材料規格	40.5%	0.662	3.26												5	×				
17 溶接材の系統	64.1%	0.000	2.48																	
18 溶接棒・ワイヤー直径	76.3%	0.018	2.26																	
19 溶接姿勢	81.3%	0.911	2.02																	
20 溶接条件(電流)	63.7%	0.000	8.41																	
21 溶接条件(電圧)	64.1%	0.024	6.20																	
22 溶接条件(速度)	60.3%	0.000	3.43																	
23 入熱量	88.5%	0.120	1.90																	
24 予熱温度	97.6%	0.410	1.47																	
25 試験体寸法(幅)	12.3%	0.000	2.15																	
26 試験体寸法(長さ)	33.7%	0.453	6.67																	
27 試験体寸法(板厚)	3.8%	0.728	1.29																	
28 ガゼット寸法(板厚)	30.0%	0.069	4.45																	
29 ガゼット寸法(長さ)	11.4%	0.000	2.21																	
30 ガゼット寸法(高さ)	35.4%	0.458	3.81																	
31 溶接部の仕上げ条件	73.9%	0.000	2.10																	
32 表面処理方法	3.3%	0.000	1.56																	
33 熱処理方法	98.2%	0.040	1.15																	
34 溶接欠陥																				

P値: 0.2以上を除外(凡例: ×)  
相関: 表4により相関が高いもののうち一つを残して除外(凡例: △を除外)  
VIF: 10以上を除外対象(凡例: ×)  
クラス: 同一クラスに分類されるものうち一つを残して除外(凡例: △を除外)  
疲労影響要因(既知の知見): 該当項目は主成分分析の対象とする(凡例: ○)  
(「6機械的性質(衝撃値)」と「33熱処理方法」はデータ数が少なく除外)

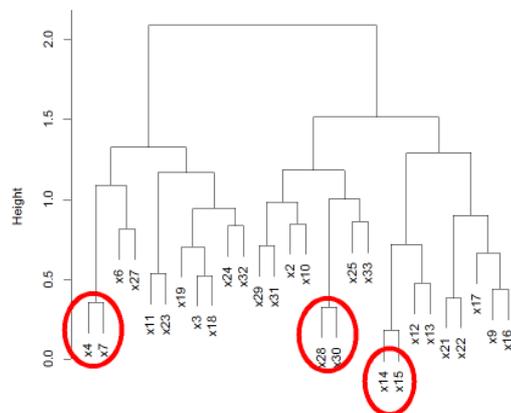


図-4 クラスター分析の結果

表-4 疲労DBに登録されているデータの相関

項目番号	相関係数																																							
	使用材料	材料規格	圧延方向と寄与方向の関係	機械的性質(引張強度)	機械的性質(引張耐力)	機械的性質(引張伸び)	機械的性質(引張弾性係数)	機械的性質(伸び)	化学成分	溶接方法	グループ形状	溶接パス数	溶接半長	フラック角	脚長(主桁)	脚長(ガセット)	溶接材料規格	溶接材の系統	溶接材のタイプ	溶接姿勢	溶接条件(電流)	溶接条件(電圧)	溶接条件(板厚)	溶接条件(高さ)	入熱量	予熱温度	溶接材寸法(幅)	溶接材寸法(長さ)	溶接材寸法(板厚)	ガセット寸法(幅)	ガセット寸法(長さ)	ガセット寸法(高さ)	溶接部の仕上げ条件	表面処理方法	熱処理方法	溶接欠陥				
1	1.00																																							
2	0.18	1.00																																						
3	0.19	0.15	1.00																																					
4	0.17	0.18	0.96	1.00																																				
5	0.03	-0.03	0.11	0.11	1.00																																			
6	0.03	0.20	0.65	0.68	0.12	1.00																																		
7	0.03	0.20	0.65	0.68	0.12	1.00																																		
8	0.07	-0.03	0.12	0.09	0.09	0.06	1.00																																	
9	0.15	0.12	0.06	0.10	0.06	0.23	0.12	1.00																																
10	0.07	0.02	0.24	0.25	0.08	0.11	0.03	0.23	1.00																															
11	0.05	-0.18	-0.05	-0.05	-0.06	-0.01	0.29	0.13	0.14	1.00																														
12	0.04	-0.14	0.13	0.11	-0.05	0.18	0.17	0.16	0.03	0.52	1.00																													
13	0.02	-0.16	0.05	0.05	-0.06	0.08	0.14	0.28	0.13	0.50	0.49	1.00																												
14	0.08	-0.14	0.03	0.03	-0.05	0.03	0.12	0.21	-0.04	0.37	0.38	0.82	1.00																											
15	-0.07	-0.06	0.10	0.07	0.06	0.14	0.56	0.09	0.00	0.28	0.20	0.27	0.72	1.00																										
16	-0.08	-0.03	0.18	0.13	0.13	0.24	0.30	0.10	0.06	0.47	0.10	0.06	0.47	1.00																										
17	0.03	0.48	0.24	0.29	-0.06	0.21	-0.07	0.09	0.24	0.12	0.00	-0.09	0.12	0.01	0.15	1.00																								
18	-0.11	0.31	0.05	0.08	0.11	0.04	0.22	0.10	0.05	-0.08	0.07	-0.14	-0.12	0.14	0.03	0.37	1.00																							
19	0.11	-0.21	0.07	0.05	0.16	0.04	0.30	0.16	0.13	0.54	0.27	0.53	0.45	0.53	0.11	0.10	0.12	1.00																						
20	0.04	-0.21	0.06	0.01	0.10	0.10	0.31	0.01	0.04	0.48	0.34	0.40	0.36	0.54	0.27	0.11	-0.04	0.83	1.00																					
21	0.01	0.10	0.08	0.09	0.11	0.05	0.17	0.14	0.31	0.28	0.16	0.20	0.09	0.37	0.24	0.30	0.23	0.59	0.61	1.00																				
22	0.13	0.10	0.14	0.12	0.04	0.06	0.06	0.01	0.46	0.10	-0.03	-0.06	-0.07	-0.09	0.01	0.32	0.11	0.03	0.01	0.27	1.00																			
23	0.10	0.09	0.10	0.19	-0.02	0.07	-0.06	0.09	0.16	-0.09	-0.07	-0.08	-0.07	0.16	0.10	0.32	0.23	0.10	0.13	0.27	1.00																			
24	0.15	-0.07	0.15	0.13	0.08	0.29	-0.05	0.02	0.10	0.08	0.08	0.06	0.08	0.01	0.18	-0.08	-0.15	0.08	0.24	0.19	-0.07	0.04	1.00																	
25	0.02	-0.43	0.04	-0.02	0.08	0.09	0.18	-0.11	-0.11	0.38	0.26	0.32	0.27	0.18	0.18	-0.36	-0.34	0.43	0.43	0.12	-0.13	-0.21	0.40	1.00																
26	-0.08	-0.08	0.13	0.10	0.19	0.09	0.08	0.01	0.09	-0.07	-0.01	0.02	0.00	-0.09	0.16	0.10	0.00	-0.03	-0.06	-0.02	0.17	-0.06	0.02	0.10	1.00															
27	-0.10	-0.47	-0.15	-0.20	0.07	0.08	0.33	-0.07	-0.12	0.29	0.11	0.18	0.18	0.27	0.16	-0.43	-0.15	0.38	0.36	0.01	-0.13	-0.23	0.10	0.76	0.13	1.00														
28	0.03	0.16	0.10	0.12	0.03	0.14	0.24	0.13	-0.04	0.26	0.17	0.15	0.09	0.34	0.07	0.10	0.04	0.24	0.29	0.08	-0.21	-0.21	0.18	0.24	0.14	0.30	1.00													
29	0.10	0.36	0.06	0.09	0.04	0.04	0.23	0.08	0.00	0.42	0.18	0.35	0.30	0.15	0.01	-0.37	0.32	0.43	0.32	0.07	0.16	0.17	0.27	0.77	0.04	0.68	0.35	1.00												
30	0.17	0.05	0.07	0.13	0.06	0.03	0.01	0.12	0.02	0.20	0.00	0.10	0.09	0.13	0.32	0.14	-0.14	0.32	0.21	0.09	-0.03	0.08	0.15	-0.02	-0.16	-0.07	0.29	0.11	1.00											
31	0.06	0.20	0.19	0.20	0.01	0.16	-0.12	0.05	-0.12	-0.32	0.05	0.06	0.10	0.01	0.16	0.20	0.08	-0.11	-0.09	0.01	0.05	0.17	0.00	-0.07	-0.14	0.01	1.00													
32	-0.01	-0.04	-0.02	-0.02	0.05	0.08	-0.09	0.11	-0.04	0.08	-0.06	-0.07	-0.06	-0.13	-0.08	-0.07	-0.06	-0.07	-0.07	-0.09	-0.04	-0.02	0.14	0.09	0.04	0.09	0.08	0.17	-0.04	-0.02	1.00									
33																																								
34																																								

から、降伏点を残し、引張強さと伸びを除外することとした。脚長（主桁）と脚長（ガセット）の関係から脚長（ガセット）を残し、脚長（主桁）を除外した。また、ガセット寸法（板厚）とガセット寸法（高さ）のうち、ガセット寸法（板厚）を残すこととした。また、面外ガセット溶接継手について、疲労に影響を及ぼす要因として、文献9)、13)を参考に、溶接部での応力集中に影響する項目を中心とし表-3 に示す疲労に影響する項目として10項目を選定した。なお、残留応力による疲労強度への影響の面で因子があると推測されるが、入熱量やパス数等の溶接条件によって残留応力がどのようになるか関係性が明確でないことから、その観点では選択していない。以上より、結果として主成分分析の対象として18項目とした。

3. 1. 2 主成分分析による一次スクリーニング

18項目を対象に主成分分析を実施した。各主成分の固有値を図-5に示す。固有値は1以上で、かつ、寄与率を考慮し、固有値が急激に変化する3つ目の主成分までを有効と考えた。

この第1主成分から第3主成分のうち、各主成分における影響度合いを評価するため、因子負荷量を求め、その大きさによって抽出する項目を選定することとした。因子負荷量は+側と-側があるため、2乗値を大きさに並び、このうち、因子負荷量の全体（合計値は1.0となる）から累積70%に含まれる項目を選定対象とした。表-5のハッチング部が選定対象とした項目を表している。主成分分析による一次スクリーニングとして、15項目に絞り込んだ。

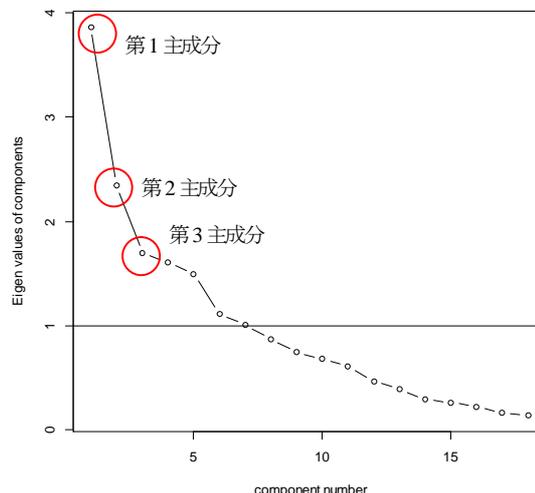


図-5 主成分と固有値の関係

表-5 因子負荷量の大きさ順

順番	第1主成分	第2主成分	第3主成分
1	x20	x18	x31
2	x14	x22	x27
3	x12	x23	x3
4	x15	x11	x29
5	x16	x3	x17
6	x13	x28	x28
7	x28	x17	x23
8	x22	x32	x11
9	x29	x16	x32
10	x3	x20	x18
11	x31	x13	x12
12	x17	x29	x13
13	x18	x14	x22
14	x25	x12	x15
15	x23	x31	x20
16	x32	x15	x16
17	x11	x25	x14
18	x27	x27	x25

### 3. 1. 3 主要因の絞り込み

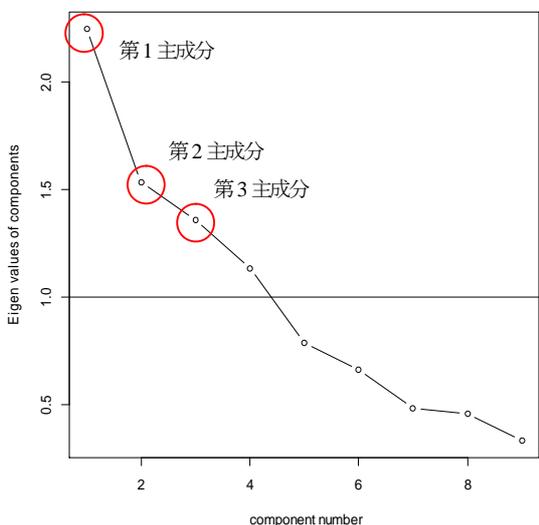
一次スクリーニングで残った 15 項目について、重回帰分析により相関係数、VIF、P 値を求めた。また、階層型のクラスター分析により相関の高い項目の組合せを調べた。結果を表一6 に示す。クラスター分析 (図一6) の結果より、脚長 (主桁) と脚長 (ガセット) のうち脚長 (ガセット) を残し、溶接条件 (電流) と溶接条件 (速度) のうち、溶接条件 (電流) を残した。以上より、9 項目について主成分分析を実施した。

各主成分の固有値を図一7 に示す。固有値は 1 以上で、かつ、寄与率を考慮し 3 つ目の主成分までを有効と考えた。この第 1 主成分から第 3 主成分のうち、各主成分における影響度合いを評価するため、因子負荷量を求め、主成分得点と併せてベクトル図を図一8、図一9 に示す。第 1 主成分と第 2 主成分に着目すると、

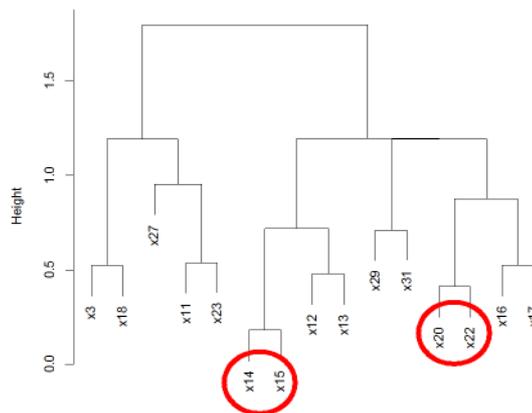
表一6 主成分分析の対象項目の選定 (図一1の⑤)

	空白率	P値	VIF	クラスター分析				P値による選択	相関による選択	VIFによる選択	クラスターによる選択	選定しないVIFの	分析対象
				1	2	3	4						
3 圧延方向と荷重方向の関係	91.1%	0.023	1.59	○	○	○	○	1					○
11 溶接パス数	85.6%	0.018	1.54	○	○	○	○	1					○
12 曲率半径ρ	70.7%	0.008	2.11	○	○	○	○	2					○
13 フラック角θ	81.3%	0.130	1.75	○	○	○	○	2	×				○
14 脚長(主桁)	77.3%	0.508	4.24	●	○	○	○	2	×	△	△	●	○
15 脚長(ガセット)	80.8%	0.018	3.43	○	○	○	○	2	×				○
16 溶接材料規格	40.5%	0.525	2.13	○	○	○	○	3	×				○
17 溶接材の系統	64.1%	0.002	1.93	○	○	○	○	3					○
18 溶接棒・ワイヤー直径	76.3%	0.069	1.74	○	○	○	○	1	×				○
20 溶接条件(電流)	63.7%	0.000	3.47	○	○	○	○	3					○
22 溶接条件(速度)	60.3%	0.000	2.26	○	○	○	○	3			△	●	○
23 入熱量	88.5%	0.022	1.56	○	○	○	○	4					○
27 試験体寸法(板厚)	3.8%	0.622	1.16	○	○	○	○	1	×				○
29 ガセット寸法(長さ)	11.4%	0.000	1.43	○	○	○	○	4					○
31 溶接部の仕上げ条件	73.9%	0.006	1.46	○	○	○	○	4					○

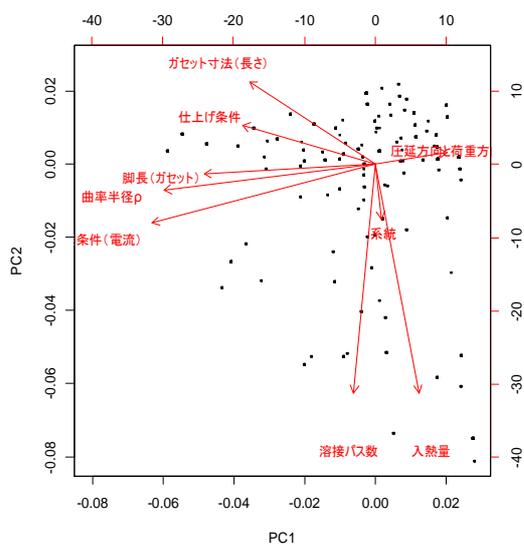
P 値：0.05 以上を除外 (凡例：×)  
 相関：表7により相関が高いもののうち一つを残して除外 (凡例：△を除外)  
 VIF：10 以上を除外対象 (凡例：×-該当なし)  
 クラス：同一クラスに分類されるものうち一つを残して除外 (凡例：△を除外)



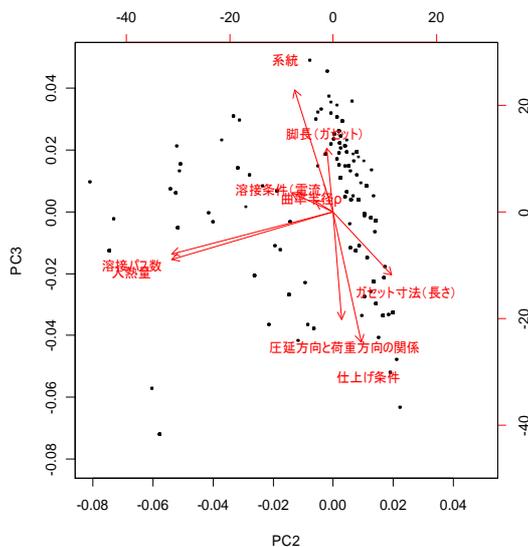
図一7 主成分と固有値の関係



図一6 クラスター分析の結果



図一8 主成分得点と因子負荷量 (第1vs第2)



図一9 主成分得点と因子負荷量 (第2vs第3)

表-7 変数減少法による絞り込み

項目	1回目			2回目			3回目		
	標準偏回帰係数の絶対値	F値	F<2の判定	標準偏回帰係数の絶対値	F値	F<2の判定	標準偏回帰係数の絶対値	F値	F<2の判定
3. 圧延方向と荷重方向の関係	(最小)0.0056	18.311	○						
11. 溶接パス数	0.037	0.246	×						
12. 曲率半径 $\rho$	0.05	48.267	○	0.058	57.853	○	(最小)0.062	57.75	○
15. 脚長 (ガセット)	0.13	51.567	○	0.13	54.823	○	0.13	54.72	○
17. 溶接材の系統	0.12	22.698	○	0.12	21.579	○	0.096	21.54	○
20. 溶接条件 (電流)	0.13	9.426	○	0.14	11.438	○	0.12	11.42	○
23. 入熱量	0.094	7.568	○	0.077	6.251	○	0.077	6.24	○
29. ガセット寸法 (長さ)	0.11	32.262	○	0.12	35.797	○	0.13	35.73	○
31. 仕上げ条件	0.054	5.151	○	(最小)0.054	5.141	○			
	AIC=6308.7			(最小)AIC=6307.2			AIC=6310.4		

説明変数として削除した部分

第1主成分では、曲率半径や脚長 (ガセット) のような溶接部の形状に関係するものが寄与する成分と考えられる。第1主成分で因子負荷量が高い項目は、これまで明らかとなっている疲労強度に影響する要因とほぼ同様であり、止端部の応力集中に影響する項目であることが分かる。第2主成分で因子負荷量が高い項目に、溶接パス数や入熱量、溶接の系統 (被覆アークやCO<sub>2</sub>溶接など) があり、これらは溶接条件の影響と受け取ることができる。残留応力や初期不正のような観点でとらえることができる可能性もある。なお、第3主成分については、因子負荷量が高い項目は全て、質的なデータであり、その選択の有無が結果に影響を及ぼすような成分と考えることもできるが、解釈は難しい結果であった。

ここまでの結果として、溶接した後の形状に影響を及ぼす項目を中心として、疲労強度に影響する9項目を抽出できた。次に、最も説明性の高い変数の組合せを調べるため、変数減少法<sup>10)</sup>により説明変数を絞り込む。手法として文献11)、12)を参考とした。説明変数ごとに平均値0、分散1になるようにデータを基準化したうえで重回帰分析を行い、各説明変数の標準回帰係数を求める。標準偏回帰係数の絶対値が最小の説明変数は目的変数の推計精度向上への寄与が小さいと考えて削除するとともに、説明変数の優位性を示すF値を算出し、F<2の説明変数も削除する。説明変数を削除する度に、情報量基準AIC<sup>14)</sup>を求め、AICが最小となる説明変数の組合せを探る。

このように説明変数を絞り込んだ結果を表-7に示す。1回目でF値によって「11. 溶接パス数」が削除され、標準偏回帰係数の絶対値の最小として「3. 圧延方向と荷重方向の関係」が削除される。2回目では、標準偏回帰係数の絶対値の最小として「31. 溶接部の仕上げ条件」が削除される。ただし、3回目には、AICが2回目より増加することから、2回目の変数として7項目の組合せが、説明性が高いという結果となった。

### 3.2 要因を考慮した疲労強度データの細分類

疲労強度に影響を及ぼす要因として、3.1で抽出した、7項目は下記のとおり整理できる。

(付加板の形状に起因する応力集中の影響)

29. ガセット寸法 (長さ)

(止端部の形状に起因する応力集中の影響)

12. 曲率半径、15. 脚長 (ガセット)、31. 仕上げ条件 (溶接条件の影響)

17. 溶接材の系統、20. 溶接条件 (電流)、23. 入熱量

これらのうち、影響を与える因子で溶接継手の試験データを細分類し、それぞれのばらつきを評価のうえ、疲労強度等級の設定を試みる。上記のうち、表-7の標準偏回帰係数の大きさ (重み) と既往の疲労強度へ影響するとされている項目<sup>8),9),13)</sup>を参考に、「20. 溶接条件 (電流)」「29. ガセット寸法 (長さ)」「31. 仕上げ条件」「12. 曲率半径  $\rho$ 」に着目し、データを細分化のうえ、疲労設計曲線<sup>1)</sup>と対比しS-N関係を整理した。結果の例を図-10に示す。この図では、疲労について $\Delta\sigma^3 \times N = C$  (一定値)が成立するとして、細分化したデータ全てを200万回の繰り返し回数に換算し、そのデータの「平均値」と「平均値-2 $\sigma$ 」を求め、それを基にした3条則でのS-N線も併記している。

図-10 a)は、2項目によって細分化しているため、データ数が多いがばらつきが大きく、非超過確率97.7%で疲労設計曲線と比較するとG等級程度と判断できる。対して、図-10 b)では、4項目で分類しているため、データ数は少ないが、ばらつきが低減されており、F等級程度と判断できる。このように、条件を細分化することで、疲労強度を合理的に設定できる可能性があることを確かめることができた。また、前項で抽出した要因が疲労強度に影響を与えていることが確認でき、本研究での多変量解析を用いた主要因の抽出方法に一定の有効性があることも分かった。

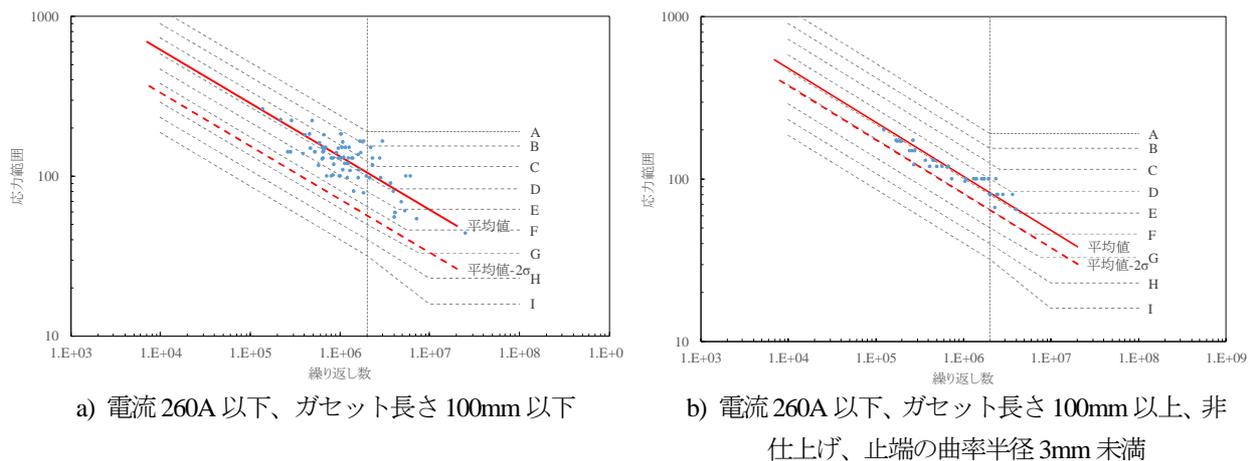


図-10 疲労強度データの分類例

#### 4. まとめ

本研究では、面外ガセット溶接継手について、疲労 DB に格納されているデータを用いて多変量解析を基に疲労強度に影響を及ぼす主要因を抽出し、その要因の組み合わせでデータを細分化することにより、溶接継手の疲労強度等級を合理的に設定できる可能性を示した。

以下に、本研究の範囲内で得られた知見を示す。

- 1) 疲労 DB に格納されている主なデータ項目 34 項目のうち、データが少なく検討から除外した 3 項目を除いて、重回帰分析と主成分分析を主とした多変量解析により疲労強度に影響を及ぼす要因を抽出した結果、溶接部の応力集中に影響する因子として 4 項目、溶接条件に関する因子として 3 項目まで絞り込むことができた。
- 2) 抽出した項目は、それぞれ既知の疲労に影響するとされている項目を多く含んでおり、疲労 DB に多変量解析を用いて統計的に影響因子を絞り込む手法の有効性が確認できた。
- 3) 抽出した項目の組み合わせごとに疲労強度データを再分類し、それぞれのばらつきを評価し S-N 関係を整理した。その結果、面外ガセット溶接継手について、条件を細分化することで、1 等級程度高い疲労強度を設定することが可能なことを示した。

#### 参考文献

- 1) (社)日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説 [2012 年改定版]、2012 年 6 月
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編、2012 年 3 月
- 3) (社)日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針、2002 年 3 月

- 4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計基準・同解説（鋼・合成構造物）、丸善、2010 年
- 5) 山田健太郎：1987 年度科学研究費研究成果報告書、疲れ試験データベースの作成と疲労許容応力度の評価」、1988
- 6) 甲弓子、森猛、南邦明：疲労試験データベースを利用した鋼溶接継手の疲労強度等級設定の試み、土木学会第 63 回年次学術講演会講演概要集、2008 年 9 月
- 7) 森猛、南邦明、甲弓子：JSSC 疲労設計指針の溶接継手疲労強度と強度評価法の検討、鋼構造論文集、第 18 巻第 69 号、2011 年 3 月
- 8) 石原大作、青木康素、村越潤、森猛、館石和雄、判治剛：疲労照査の信頼性向上に向けた疲労試験データベースの活用と今後の課題、土木学会第 71 回年次学術講演会講演概要集、2016 年 9 月
- 9) (社)日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説、1993 年 4 月
- 10) 奥野忠一、久米均、芳賀敏郎、吉澤正：《改定版》多変量解析法、日科技連、1981 年
- 11) 玉越隆史、横井芳輝、石尾真理：全国規模の道路橋点検データに基づく鋼橋の劣化の特徴、鋼構造論文集、第 21 巻第 82 号、2014 年 6 月
- 12) 玉越隆史、横井芳輝、石尾真理：全国規模の点検データに基づく道路橋のコンクリート部材の劣化の特徴、コンクリート工学論文集、第 25 巻、2014 年
- 13) (一社)溶接学会溶接疲労強度研究委員会：溶接構造の疲労、2015 年 12 月
- 14) 本城勇介、町田裕樹、森口周二、原隆史、沢田和秀、八嶋厚：岐阜県飛騨圏域を対象とした道路斜面危険度評価、土木学会論文集 C (地圏工学)、Vol.67、No.3、2011

## 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：七澤利明，河野哲也

#### 【要旨】

杭基礎の支持力をより精度よく評価することを目的として、杭の支持力推定式の見直しと動的載荷試験の適用性の検証を行った。支持力推定式の見直しについては、既往の載荷試験結果を分析した結果に基づき、従来よりも推定精度の高い式を提案した。動的載荷試験の適用性の検証については、岩盤を模擬した実験地盤に支持された模型杭に対して静的載荷試験と動的載荷試験を行い、両者の結果を比較することで、動的載荷試験により得られる支持力は従来基本としていた静的載荷試験での値よりもやや安全側の結果が得られる傾向があることを確認し、実務における適用の可能性があることを示した。

キーワード：杭基礎，支持力，推定精度，動的載荷試験，岩盤

#### 1. はじめに

現在、道路橋の設計基準である道路橋示方書<sup>1)</sup>を信頼性に基づいた部分係数設計法に移行するための検討が行われている。杭基礎については、例えば杭の支持力の推定精度に応じて部分係数を差別化することで、合理的な設計が可能になると期待される。

杭の支持力の推定方法としては、支持力推定式から推定する方法と、原位置における静的鉛直載荷試験により推定する方法がある。しかし、前者の方法は必ずしも推定精度が高いとはいえず、推定精度を向上できる余地がある。また、後者の方法は載荷試験が高額となることなどから実務における実績は少なく、より簡便な動的載荷試験による支持力の評価方法の提案が期待されている。

以上から、今年度は、支持力推定式の見直しと、動的載荷試験の適用性の検証を目的として検討した。前者については、過去の載荷試験データを分析し、現在の推定式よりも推定精度の良い支持力推定式を提案した。後者については、岩盤を模擬した地盤に支持された模型杭に対して静的載荷試験と動的載荷試験を行い、両者の結果を比較し、支持力特性の違いについて考察した。

#### 2. 杭の軸方向押込み支持力の推定式作成方法標準化と推定式見直しに関する検討

#### 2. 1 目的と検討の概要

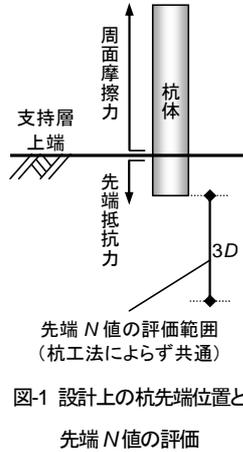
本検討は、杭の軸方向押込み支持力に関して信頼性設計の考え方を取り入れるに当たり、推定結果の偏りやばらつきを極力低減しつつその程度を客観的に示すために、①支持力推定式の作成方法の標準化を行うこと、②最新のデータに基づき推定式の見直しを行うこと、の2点を目的とし、土木研究所で収集した多数の杭の鉛直載荷試験データを用い、載荷試験結果と地盤定数から支持力推定式を作成する方法を示し、この方法に基づいて作成した推定式の推定精度を確認する。

#### 2. 2 設計上の極限支持力

道路橋示方書に定義される設計上の極限支持力は杭頭変位が杭径の10%に達する時の杭頭反力であるが、従来、極限支持力の算定に必要な杭先端の極限支持力度および周面摩擦力度は、各々の最大抵抗力に着目して整理されていた。本検討では、杭頭変位が杭径の10%に達する時の杭先端の極限支持力度 $q_d$ および周面摩擦力度 $f$ に着目し、これと土質定数との関係性を評価した。

杭先端の極限支持力度 $q_d$ の評価では、図-1に示すように、支持層の上端位置を設計上の杭先端位置とみなすことにし（設計上の杭先端位置より下方の周面摩擦力は先端抵抗力に含まれるものとする）、

これによって、直接計測するのが困難である杭体下端の軸力の外挿の不確実性を極力排除することとした。また、既往の研究成果<sup>2)</sup>を参考に、先端抵抗力の推定に用いる平均N値の評価範囲も杭体先端から杭径の3倍下方までの範囲に見直した。



### 2. 3 推定式作成方法の標準化

近年杭先端の支持力推定式として一般的であるバイリニア型の支持力推定線に関して、これまで数多くの载荷試験データから人為差の少ない方法で支持力推定式を定める方法、すなわち標準化された推定式の作成方法がなかった。このため、次に示す推定式作成方法を考案した。

- ① 図-2 (a) に示すように、バイリニア型推定線はあるN値を境界とし、N値の増加に伴い強度 ( $q_d$  もしくは  $f$ ) が上昇する領域 (領域1) と、N値の増加に関わらず強度が上昇しない領域 (領域2) とがあるとする。
- ② 領域1の推定線の勾配は、領域1に含まれるデータの平均勾配とし、領域2の推定線は、領域2に含まれるデータの平均強度とする。
- ③ 図-2 (b) に示すように、領域1と領域2の境界N値を任意に仮定し、平均勾配 (○分布) と平均強度 (●分布) の分布図において○分布と●分布の交点を強度変化点とする。ここに、○分布はN値の小さなデータから順に採用した平均勾配線上端の分布であり、●分布はN値の大きなデータから順に採用した平均強度の分布である。

例として、図-3に場所打ち杭工法砂層地盤の杭先端の極限支持力  $q_d$ 、図-4に中掘り杭工法砂質土層地盤の周面摩擦力度  $f$  のバイリニア型推定線と強度変化点算定図を示す。どちらの例も、(b)

図から強度変化点を定めることにより一義的にバイリニア型推定線が定まる事が確認できる。なお、図-3、図-4の例のように明確な強度変化点が得られなかった場合、杭先端の極限支持力  $q_d$  ではN値の大きな範囲 (領域2) を重視して平均強度 (●分布) の傾向を優先、周面摩擦力度  $f$  ではN値の小さな範囲 (領域1) を重視して平均勾配 (○分布) の傾向を優先することにより強度変化点を定めた。

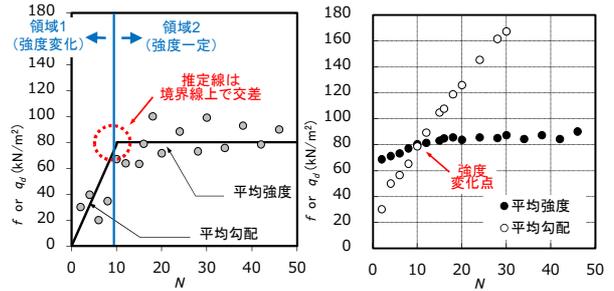


図-2 極限支持力推定線の作成例

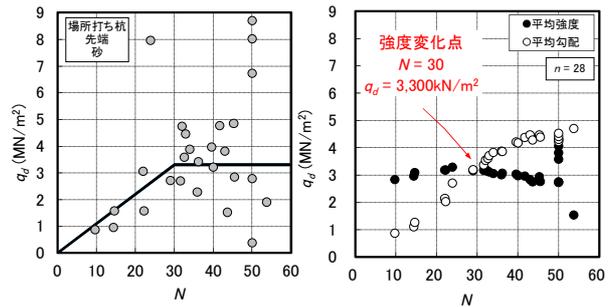


図-3 杭先端の極限支持力  $q_d$  の推定線作成例 (場所打ち杭工法、砂層)

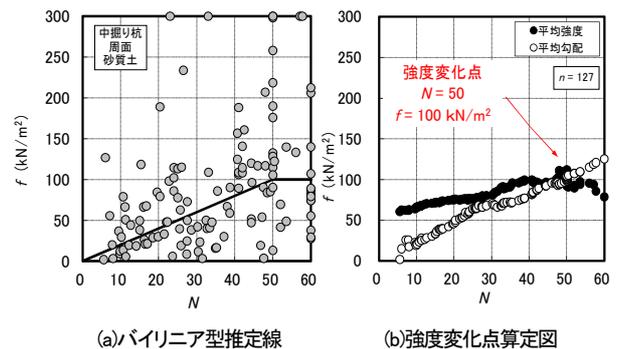


図-4 周面摩擦力度  $f$  の推定線作成例 (中掘り杭工法、砂質土層)

### 2. 4 推定式の見直し結果

表-1、表-2に、現行と見直し後の支持力推定式を示す。見直し後は、全般的な傾向として、杭先端の極限支持力  $q_d$  が現行よりも大きめに、周面摩擦力度  $f$  は現行よりも小さめとなっている。

表-1 杭先端の極限支持力  $q_d$  (kN/m<sup>2</sup>)

工法	先端地盤	$q_d$ の推定式 現行	$q_d$ の推定式 見直し
打撃工法 (開端)	粘性土	$60(L_b/D)\bar{N}$	$90\bar{N} (\leq 4,500)$
	砂	$(\bar{N} \leq 40,$ $L_b/D \leq 5)$	$130\bar{N} (\leq 6,500)$
	砂れき		$130\bar{N} (\leq 6,500)$
場所打ち杭工法	粘性土	$3q_{c(=6C=75N)}$	$110\bar{N} (\leq 3,300)$
	砂	3,000	$110\bar{N} (\leq 3,300)$
	砂れき	5,000	$160\bar{N} (\leq 8,000)$
中掘り杭工法 (セメントミルク噴出攪拌)	砂	$150\bar{N} (\leq 7,500)$	$220\bar{N} (\leq 11,000)$
	砂れき	$200\bar{N} (\leq 10,000)$	$250\bar{N} (\leq 12,500)$
プレボーリング 杭工法	砂	$150\bar{N} (\leq 7,500)$	$240\bar{N} (\leq 12,000)$
	砂れき	$200\bar{N} (\leq 10,000)$	$300\bar{N} (\leq 15,000)$
鋼管ソイル セメント杭工法	砂	$150\bar{N} (\leq 7,500)$	$190\bar{N} (\leq 9,500)$
	砂れき	$200\bar{N} (\leq 10,000)$	$240\bar{N} (\leq 12,000)$
回転杭工法 1.5倍径	砂	$120\bar{N} (\leq 6,000)$	$120\bar{N} (\leq 6,000)$
	砂れき	$130\bar{N} (\leq 6,500)$	$130\bar{N} (\leq 6,500)$
回転杭工法 2.0倍径	砂	$100\bar{N} (\leq 5,000)$	$100\bar{N} (\leq 5,000)$
	砂れき	$115\bar{N} (\leq 5,750)$	$115\bar{N} (\leq 5,750)$

$\bar{N}$ :  $q_d$ 算定時平均  $N$  値,  $L_b$ : 支持層への根入れ長,  $D$ : 杭径,  $q_c$ : 一軸圧縮強度 (kN/m<sup>2</sup>)

表-2 杭の周面摩擦力度  $f$  (kN/m<sup>2</sup>)

工法	周面地盤	$f$ の推定式 現行	$f$ の推定式 見直し
打撃工法	粘性土	$C$ 又は $10N (\leq 150)$	$C$ 又は $6N (\leq 70)$
	砂質土	$2N (\leq 100)$	$5N (\leq 100)$
場所打ち杭工法	粘性土	$C$ 又は $10N (\leq 150)$	$C$ 又は $5N (\leq 100)$
	砂質土	$5N (\leq 200)$	$5N (\leq 120)$
中掘り杭工法	粘性土	$0.8C$ 又は $8N (\leq 100)$	$0.8C$ 又は $4N (\leq 70)$
	砂質土	$2N (\leq 100)$	$2N (\leq 100)$
プレボーリング 杭工法	粘性土	$C$ 又は $10N (\leq 100)$	$C$ 又は $7N (\leq 100)$
	砂質土	$5N (\leq 150)$	$5N (\leq 120)$
鋼管ソイル セメント杭工法	粘性土	$C$ 又は $10N (\leq 200)$	$C$ 又は $10N (\leq 200)$
	砂質土	$10N (\leq 200)$	$9N (\leq 300)$
回転杭工法	粘性土	$C$ 又は $10N (\leq 100)$	$C$ 又は $10N (\leq 100)$
	砂質土	$3N (\leq 150)$	$3N (\leq 150)$

$C$ : 粘性土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

図-5、図-6に、現行および見直し後の支持力推定式から杭頭における極限支持力の推定比 (= 実測値 / 推定値) の平均値と変動係数を示す。見直し後では、推定比の平均値(偏り)、変動係数(ばらつき)ともに低減されていることが確認できる。

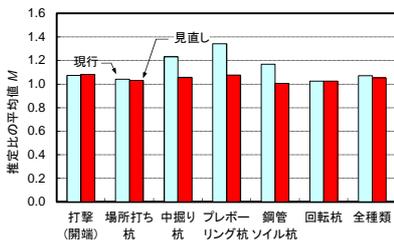


図-5 推定比の平均値(偏り)

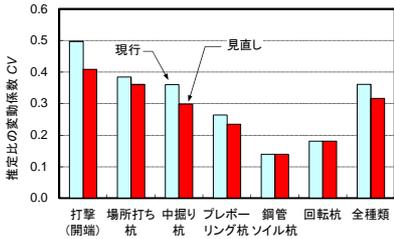


図-6 推定比の変動係数(ばらつき)

## 2. 5 まとめ

- (1) 人為差の少ない客観的な支持力推定式の作成方法を考案(標準化)したうえで、支持力推定式の見直しを行った。
- (2) 見直した支持力推定式は、現行に比べて推定比の偏りやばらつきが低減されることが確認できた。
- (3) 今後は、推定式の見直しによる実設計への影響等を確認していくことが必要である。

## 3. 岩盤に支持された杭の模型実験による動的支持力と静的支持力の比較

### 3. 1 目的と検討の概要

杭の動的載荷実験は、静的載荷実験に比べ、支持力特性を簡便に評価できる手法として着目されている。特に載荷実験が少なく、支持力推定式が提案されていない岩盤を支持層とする杭の場合には、動的載荷実験により支持力特性を評価することで合理的な設計が可能になると考えられる。ただし、道路橋基礎の場合、支持力推定式は静的載荷実験で得られた支持力特性に基づいて定められている<sup>3)</sup>。一方で、動的載荷実験で得られた支持力特性と静的載荷実験で得られた支持力特性の関係が明確とはなっていない。そこで筆者らは、モルタルで岩盤を模した地盤を作成し、これに支持される杭に対して静的載荷実験及び動的載荷実験を実施し、両者の支持力特性を比較した。

### 3. 2 実験方法

#### 3.2.1 実験概要

図-7に模型実験の概要図を示す。本実験は、直径1[m]、高さ830[mm]の鋼製土槽内に岩盤を作成し、その中心に設置した杭の頭部に静的、もしくは動的な荷重を作用させるものである。作成した岩盤の高さは700[mm]で、杭先端は1D(D:杭径)分、岩盤に根入れさせた。表-3に実験ケースを示す。実験は、地盤の硬軟の影響を評価することを目的として、地盤強度を硬岩相当(一軸圧縮強度  $q_u = 20$  [MN/m<sup>2</sup>] を想定)にした場合(HS)と軟岩相当( $q_u = 5$  [MN/m<sup>2</sup>] を想定)にした場合を行った。また、動的載荷実験時の地盤の過剰間隙水圧の影響を確認するため、軟岩に対しては飽和(SS)と不飽和(SU)の2ケースを実施した。

表-3 実験ケース

実験ケース	岩盤分類	载荷種類	養生環境
HS-S	硬岩 (飽和)	静的	水中
HS-D		動的	
SS-S	軟岩 (飽和)	静的	
SS-D		動的	
SU-S	軟岩 (不飽和)	静的	気中
SU-D		動的	

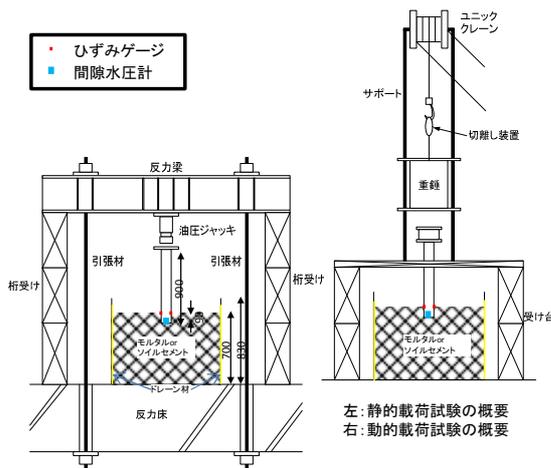


図-7 実験概要及び計測概要

い

ずれのケースにおいても、実験杭は杭径 D89.1 [mm]、板厚 10 [mm]、長さ 900 [mm] (材質 SM400 相当) の先端閉塞の鋼管を使用した。地盤の破壊に先行して杭が破壊しないように、杭の降伏強度は  $3q_u$  以上となるように 235 [MN/m<sup>2</sup>] とした。

計測項目は、動的载荷実験については杭頭の荷重・変位・加速度、杭先端の荷重・加速度、静的载荷実験については杭頭の荷重・変位、杭先端の荷重・変位である。また、動的・静的実験ともに、飽和のケースについては、杭先端地盤の間隙水圧を計測した。

### 3.2.2 地盤の作成

地盤材料は硬岩を想定した材料としてモルタル、軟岩としては粘土を用いたソイルセメントとした。飽和させるケースについては、養生中に土槽内に水を注入した。なお、土槽の内側にドレーン材を

貼ることにより、飽和条件の場合は水との接触面積を増やして飽和を促進し、不飽和条件の場合は空気との接触面積を増やし乾燥を促進させた。地盤材料の配合、養生 29 日～31 日の間に実施した一軸圧縮実験の結果と、実験終了後に供試体から採取した地盤材料に対して行った物理実験で得られた飽和度を表-4 に示す。 $q_u$  の値は、概ね想定した通りであった。また、飽和条件の SS は、不飽和の SU に比べて飽和度が高くなっており、飽和度の違いが再現できたと考えられる。

### 3.2.3 载荷の方法

表-4 各ケースの材料、配合、養生環境、一軸圧縮強度  $q_u$ 、変形係数 E、飽和度  $S_r$

Ca	材料	配合	$q_u$ [MN/ mm <sup>2</sup> ]	E [MN/ m <sup>2</sup> ]	$S_r$ [%]
HS	モルタル	S/C = 3, W/C = 69%	18.9	2.48	76.1
SS	ソイルセ	S/C = 1.6	5.1	0.80	98.1
SU	メント	W/C = 180%	6.4	0.73	67.9

静的载荷実験は土槽上側に設けた梁を反力として、油圧ジャッキで载荷した。载荷は、硬岩に対しては 50 [kN] ピッチ、軟岩に対しては 10 [kN] ピッチで増加させることとし、新規荷重時には 3 分間の荷重保持を行った。動的载荷実験は、杭頭に 10 [mm] のクッション材を敷いた上で、重錘落下方式により载荷した。

## 3.3 実験結果

図-8 に、静的载荷実験で得られた荷重変位関係の骨格曲線と、動的载荷実験で得られた荷重変位関係及び除荷点法により整理した結果を示す。また、表-5 に、動的载荷実験の除荷点法の結果と静的载荷実験の結果をワイブル曲線で近似した結果に基づいて評価された極限支持力  $R_u$  と、 $R_u$  の静的/動的の値を示す。なお、表-5 に示した極限支持力の値は、文献<sup>4)</sup>に従い、杭頭変位が 0.1D 以下の範囲で計測された最大値として評価したものである。

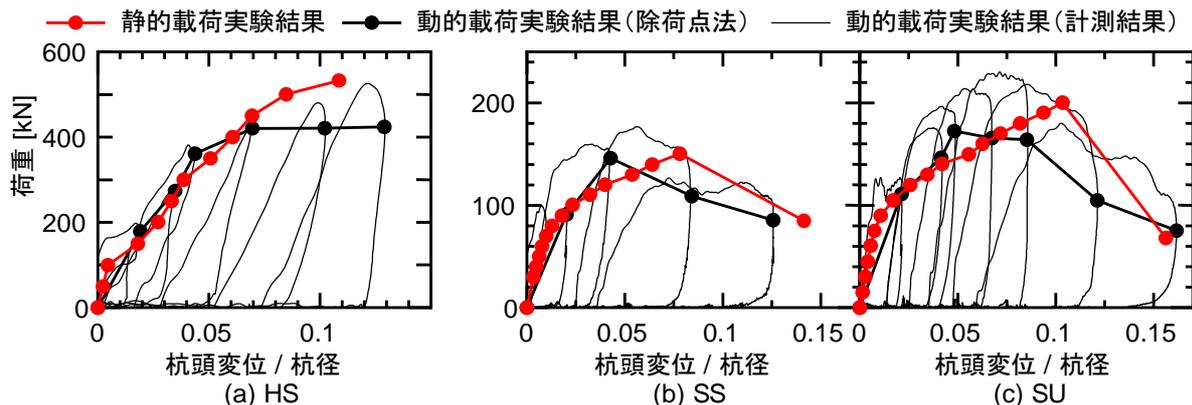


図-8 実験結果の比較

図-8 に示すように、いずれのケースにおいても、初期勾配は、静的載荷実験の結果と動的載荷実験を除荷点法で整理した結果で近似している。極限支持力は、静的載荷実験で得られた値は、動的載荷実験で得られた計測結果から除荷点法により評価される値よりもやや大きい。ただし、Case SS については、動的載荷実験と静的載荷実験の極限支持力の値はほぼ同じである。これは、過剰間隙水圧の発生によって有効応力が変化したことが影響している可能性がある。その一方で、Case SS の動的載荷実験においても静的載荷実験の結果を上回ってはいない。

表-5 極限支持力  $R_u$

Case		$R_u$ [kN]
HS	静的(HS-S)	522
	動的(HS-D)	421
	静的/動的	1.24
SS	静的(SS-S)	150
	動的(SS-D)	146
	静的/動的	1.03
SU	静的(SU-S)	197
	動的(SU-D)	173
	静的/動的	1.14

### 3.4 まとめ

本文では、模型杭を対象として検討を行った。その結果、岩盤の場合には、動的載荷試験により得られる支持力は従来基本としていた静的載荷試験での値よりもやや安全側の結果が得られる傾向があることを確認し、実務における適用の可能性

があることを示した。一方で、実大規模の杭や実地盤における傾向は確認されていないため、原位位置における実杭に対して静的載荷と動的載荷の比較実験を行い、これらの検討結果を踏まえて、動的載荷実験による支持力特性評価法を提案していきたい。

### 参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，2012. 3.
- 2) 小椋 仁志：杭の先端支持力算定式に関する一考察(先端平均N値の平均範囲を中心として)，第45回地盤工学シンポジウム論文集，pp. 199-204，2000. 10.
- 3) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，2012. 3.
- 4) 中谷昌一，白戸真大，河野哲也，中村祐二，野村朋之，横幕清，井落久貴：性能規定体系における道路橋基礎の安定照査法に関する研究，土木研究所資料4136号，2009. 3.

### 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，藤井雄介

#### 【要旨】

一般にコンクリート構造物では、かぶりコンクリートにより鋼材を保護することが求められる。このかぶりコンクリートの物質浸入抵抗性を向上させることで、コンクリート内部の鋼材の腐食を防止し、コンクリート部材の耐久性を向上させることができる。しかし、一般には飛来塩分量のばらつきが大きく、かぶりコンクリートの品質向上の効果について有意となる状況が明確でない。本研究では、かぶりコンクリートの品質の違いが明確となる条件をモンテカルロシミュレーションにより確認するとともに、塩害対策以降の実橋梁における塩分量の調査を行った。その結果、飛来塩分量が多く設計耐久年が100年近い場合には、かぶりコンクリートの品質の違いが影響すること、実橋梁においてフライアッシュを用いることで表面から浸透する塩分量が抑制されることがわかった。

キーワード：飛来塩分量調査，塩害，かぶりコンクリート

#### 1. はじめに

一般にコンクリート構造物では、かぶりコンクリートにより鋼材を保護することが求められる。すなわち、かぶりコンクリートは、海などから飛来しコンクリート表面に付着する塩分を遮断し、飛来塩分がコンクリート内部へ浸透することに抵抗する大きな役割を果たしている。このかぶりコンクリートの物質浸入抵抗性を向上させることで、コンクリート内部の鋼材の腐食を防止し、コンクリート部材の耐久性を向上させることができる。しかし、環境負荷としての飛来塩分の予測は、大まかな仮定により行われており、必ずしも推定精度が高くない。また、地域や構造物の部位によっても飛来塩分量が大きく異なっており、地域区分を大きく3つに区分した場合の大まかな標準値として飛来塩分量が与られている。

一方で、コンクリートの表面品質など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入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、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、塩分の進入経路の推定精度を高めることが求められている。また、標準的なかぶりコンクリートの設定により、

内部鋼材の防食機能が100年間維持されることが期待されている。しかし、実際に設計された橋梁において、設計で想定された状況がどの程度実際の状況と乖離しているのか明確でない。コンクリートの品質に起因した耐久性の違いを設計に的確に反映させるためには、現在の設計規準に従い設定されたかぶりコンクリートによって、どの程度の防食機能が発揮されるのかを把握する必要がある。

よって、本研究では、かぶりコンクリートによる物質浸入抵抗性の違いが設計上適切に反映されるよう、塩分供給の経路を明確にするとともに、適切なモデルによってかぶりコンクリートの設定を行うことを目的としている。今年度は、現在のかぶり設定における品質の違いがどの程度反映させることができるか、感度分析を行った。また、塩害対策以降に建設された橋梁における内部鋼材の腐食に対する実態把握を目的として、沖縄県伊良部大橋において塩分調査を行った。

#### 2. 塩分浸透モデルにおける品質の差異

##### 2.1 塩分浸透モデル

現行の道路橋示方書においてかぶり設定に用いられている塩分浸透モデルを式(1)に示す。これは、一次元の拡散方程式に基づくもので、時刻 $t$ においてかぶり $c$ の鋼材位置における塩化物イオン濃度を表している。設計供用期間を100年として、コンクリート表面から供給される塩化物イオンによって、鋼材位置における塩分濃度が腐

食限界濃度に達しないよう、適切にかぶりを設定する必要がある。また別の表現をすれば、鋼材位置における塩化物イオン濃度が腐食発生限界濃度に達するまでの時間が100年以上となるよう、かぶりを設定することになる。この支配方程式においては、拡散係数に相当する部分においてコンクリートの物質浸入抵抗性の違いを表現することができる。また、環境負荷としての塩化物イオンは、初期値と境界条件として与えられる。

$$C_d(T, c) - C_{lim} = (C_0 - C_{in}) \left(1 - \operatorname{erf} \frac{0.1c}{2\sqrt{DT}}\right) = 0 \quad (1)$$

ここに、 $C_d(T, c)$ は表面の塩化物イオンで、その他のパラメータは以下による。

- ・ 拡散係数モデル  $D = 5 \times 10^{-7} e^{-1.6C/W}$
- ・ 表面塩化物イオンモデル  $C_0 = 1.2 \times (C_1 x^{-0.6})^{0.4}$
- ・ 腐食発生限界値  $C_{lim}$  (確定値: 1.2kg/m<sup>3</sup>)
- ・ 初期内在塩分量  $C_{in}$  (確定値: 0.3kg/m<sup>3</sup>)

ただし、 $x$  (確定値)は海岸までの距離、 $C_1$ はコンクリート表面の塩化物イオン濃度と距離の関係における係数、 $W/C$ は水セメント比である。このモデルでは、 $W/C$ によってコンクリートの品質の違いを表現することができる。また、飛来塩分量については、日本各地における近年の塩分量測定の結果を追加し、平均値及び標準偏差を再整理している。

## 2. 2 表面塩化物イオンモデル

全国の塩分量に関するデータ<sup>1)2)</sup>から、1km換算量の表面塩分量を推定する必要がある。海岸との距離と表面塩分量との関係において、両対数軸上において線形相関があることから、既往の研究の成果により得られた関係式が妥当であることがいえる。よって、本研究でも、上記表面塩化物イオンモデルを得られた表面塩分量を用いて1km換算し、その確率分布について評価を行った。

## 2. 3 飛来塩分量の分布

飛来塩分量の1km換算量の分布は、正しくは対数正規分布によって表現すべきである。本研究では、A地域、B地域、C地域における塩分量の分布をそれぞれ対数正規分布と仮定し、近年のデータを追加した上でフィッティングさせた。それぞれの分布については図-2に示す。また、その結果を表-1に示す。ただし、中央値カッコ内の値はH24道示における仮定値である。

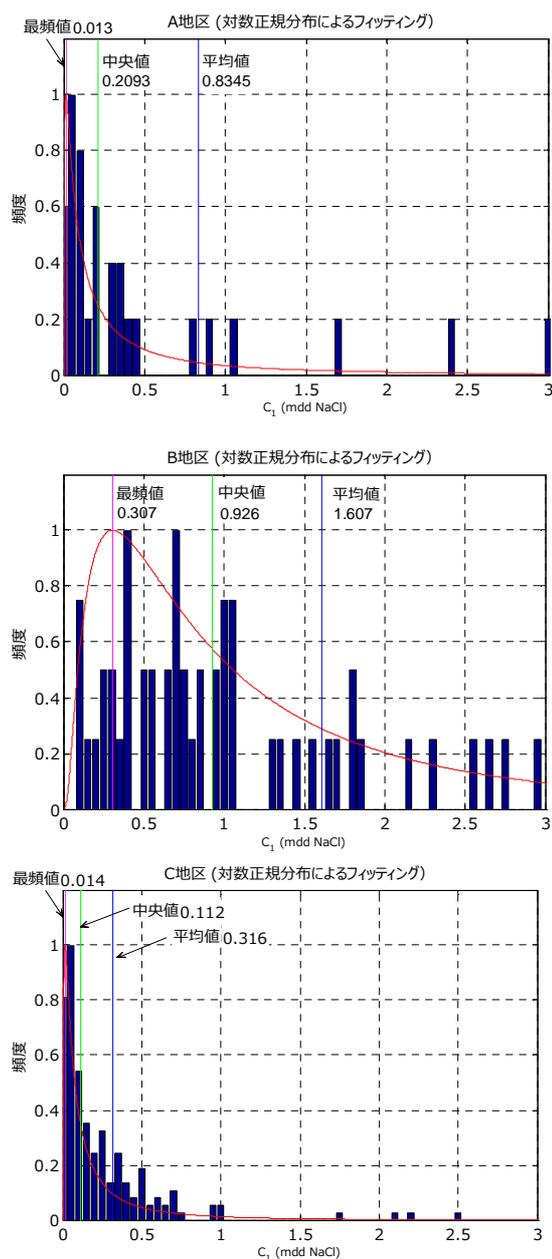


図-1 飛来塩分量 $C_1$ の分布

なお、対数正規分布 $f(x|\mu, \sigma)$ における各パラメータの定義は以下による。

$$f(x|\mu, \sigma) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left\{-\frac{(\ln x - \mu)^2}{2\sigma^2}\right\} \quad (2)$$

$$\text{平均値 } E(x) = \exp\left(\mu + \frac{\sigma^2}{2}\right)$$

$$\text{分散 } V(x) = \exp(2\mu + \sigma^2) (\exp(\sigma^2) - 1)$$

$$\text{中央値} : \exp(\mu)$$

$$\text{最頻値 (確率最大値)} : \exp(\mu - \sigma^2)$$

再整理の結果から、A地区における $C_1$ の値がやや減少

し、B地区ではやや増加した。C地区ではほぼ在来通りとなったが、図に示す通り、データ数として有意な結果を与えているのはC地区のみであり、A地区又はB地区においてはやや統計的な信頼性が低い。

表-1 飛来塩分量分布Cの再整理結果 (mdd・NaCl)

地区名	平均 $\mu$	分散 $\sigma$	中央値 $e^{m_d}$	最頻値 $x_m$
A	0.834	3.220	0.209 (0.24)	0.013
B	1.607	2.280	0.925 (0.92)	0.307
C	0.316	0.834	0.112 (0.11)	0.014

## 2. 4 拡散係数モデル

既往の研究成果から、塩分浸透における拡散係数は、水セメント比の関数として与えられている。この関係は、指数関数を基本とした水セメント比の非線形関係で与えられているが、土木学会においても水セメント比の関係として2次関数を基本とした非線形関数が与えられている。実際には、水セメント比だけでなく、様々な要因によって変化する。そのため、物質浸入抵抗性としての拡散係数は、様々な環境要因を考慮できる関数にアップデートしていく必要がある。また、適切な材料設計を行った場合でも、コンクリートの品質は施工時の条件によって大きく左右されることから、実際に高耐久性の構造物を実現するためには、設計において拡散係数を適切に与えるだけでなく、適切な施工管理や維持管理におけるバックアップが必要である。

ここでは、拡散係数をいくつかのグレードに分類して、コンクリート品質による差異が飛来塩分量のばらつきよりも有意となるための条件について検討を行った。基本的検討として、示方書で設定されている以下の3つのグレードを想定し、モンテカルロシミュレーションによってどの程度の差異が生じるかを確認した。

### 【材料品質】

・W/C=50%, 43%, 36% (確率的: 正規分布)

## 2. 4 腐食発生までの期間

現在、改定作業が進められている道路橋示方書では、耐久性に対して耐久期間の確保が謳われている。すなわち、腐食発生までの時間が設計耐久期間を超えないよう

設計することが求められている。ここでは、コンクリート品質の違いが数値シミュレーションによって得られた腐食発生までの期間に対して有意な差が生じるかを確認した。

図-2には、各種ばらつきを考慮して数値シミュレーションにより得られた地区Aにおける耐久期間を示す。ここでは、かぶり3.5cm、海岸からの距離300m、W/C=0.36とした場合の結果を示している。地区Aにおける飛来塩分量の中央値は0.209 (mdd・NaCl) であるが、海岸からの距離によって、耐久期間の中央値に対応する期間が設定できない状況が確認できる。塩分拡散の数値シミュレーションは、単純な拡散方程式に従って鋼材位置における塩分量を推定するものである。すなわち、境界面において供給される塩分量以上の塩分量は発生せず、空間的に飽和状態となった状態以上の変化は生じない。塩分量のばらつきを考慮した結果、場合によっては塩分の供給量そのものが腐食発生限界濃度以下となるケースも生じるため、かぶり品質によらず腐食発生しない結果となる。図-3は地区Bにおける結果である。飛来塩分量の供給量そのものが大きい地区では、設計耐久期間の平均値が100年前後となるため、表面品質の違いによる影響も有意となる。地区Bのケースにおいて、W/Cを0.36, 0.4, 0.5とした場合の中央値の値を図-4に示す。これより、地区Bの海岸からの距離が0.3kmの場合など、飛来塩分量が多い箇所においては、かぶり品質の違いが設計耐久期間に大きく影響することがわかる。よって、かぶり品質向上の効果は、地区Bにおいて通常のW/Cでも飛来塩分量中央値による耐久期間が100年程度なる場合においては、有意な差として生じることがわかった。

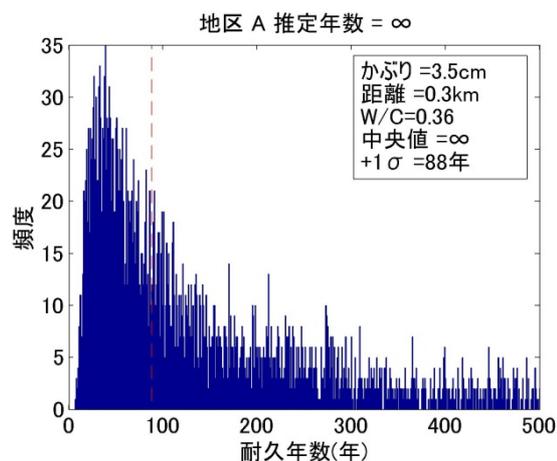


図-2 地区Aにおける推定耐久年数

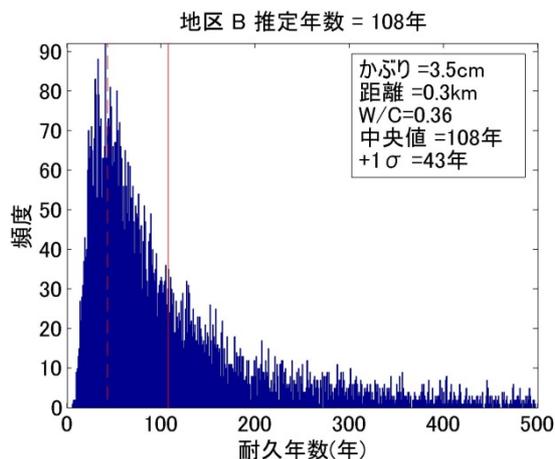


図-3 地区Bにおける推定耐久年数

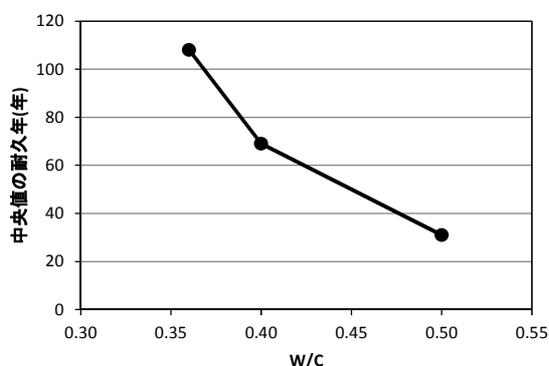


図-4 W/Cによる推定耐久年数の違い (B 地区)

### 3. 橋梁の実態調査

#### 3.1 調査概要

品質等の違いを反映することのできる塩害耐久設計手法を構築するためには、一定の信頼性を有する予測手法の確立や劣化因子の侵入経路の推定精度を高めることが必要である。ここでは、これらの確立に向けた基礎データを取得することを目的に、実橋にて実施した調査結果について報告を行う。調査対象の橋梁は、離島間に架橋され、厳しい塩害環境下にある図-5に示す伊良部大橋である。当該橋梁の橋脚においては、遮塩性向上を目的にフライアッシュをコンクリートに混合することで、コンクリートの耐久性品質向上が図られている。伊良部大橋の橋梁諸元を表-2に示す。

伊良部大橋は、図-6<sup>3)</sup>に示すように建設時に橋脚 2 本 (P21 橋脚, P41 橋脚) を 120mm 増厚して施工することで、橋本体からコンクリートコアの抜き取り調査が可能な部位を設定している。これにより、建設時から必要な初期データを獲得しつつ、あわせて長期にわたる状態観測を行うことで、塩害実態に関するデータを集積・分析する

ことを可能としている。



図-5 伊良部大橋の架設状況および調査位置

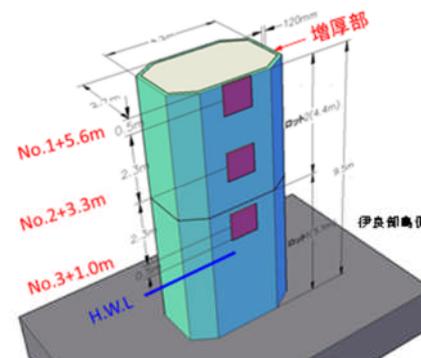


図-6 コンクリートコア抜き取り調査箇所 (P21 橋脚)

表-2 橋梁諸元

橋梁諸元	
橋長	3,540m (本橋部)
上部工形式	連続PC箱桁橋 (一般部) + 鋼木版箱橋 (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 P41 橋脚: 平成 23 (2011) 年
海岸線からの距離	0m (海上橋) 橋軸方向: 「東-西」 最多風向: 「北東」

表-3 調査内容

調査項目	試験方法	調査目的
圧縮強度試験	試験方法 JISA 1107,1108,1149	圧縮強度と静弾性係数の把握
塩化物イオン濃度分析 (電位差滴定法)	試験方法 JISA 1154	塩化物イオン濃度の深さ方向分布の把握
中性化深さ測定 (フェノールフタレイン法)	試験方法 JISA 1152	中性化深さの把握
EPMA 分析	分析元素 C, Cl, Na, Ca, S, Si, K	塩化物イオン濃度, 炭素濃度 (中性化) 他の面的な分布の把握

本年度調査では、この橋脚 2 本から採取されたコンクリートコアに対して、表-3に示す調査を実施するととも

に、過年度までの調査結果との比較を行い、経年による塩化物濃度や中性化深さ程度について確認を行った。なお、過年度調査は、「沖縄県離島架橋100年耐久性検証プロジェクト」<sup>45)</sup>の一環として実施されていたものである。伊良部大橋におけるこれまでの調査履歴を表-4に示す。

表-3 調査履歴

回数	P21 橋脚	P41 橋脚
1回目	打設後7ヶ月 増厚部分からコア採取	打設後15ヶ月 増厚部分からコア採取
2回目	打設後46ヶ月 H22 調査の近傍にてコア採取	打設後49ヶ月 (今回) H25 調査の近傍にてコア採取
3回目	打設後67ヶ月 (今回) H26 調査の近傍にてコア採取	—

### 3.2 コンクリート強度の推移

採取したコンクリートコアによる圧縮強度試験結果を図-7、図-8に示す。コアコンクリートは、設計基準強度以上の圧縮強度を確保しており、静弾性係数についても概ね現行設計基準 (H24 道路橋示方書) に示されている値と近いことが確認された。

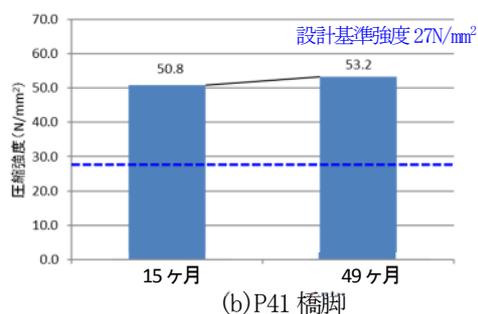
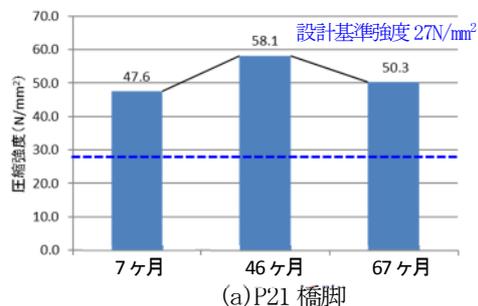
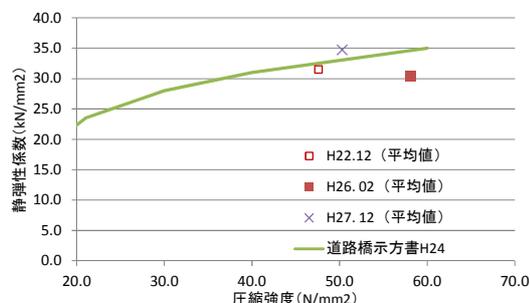


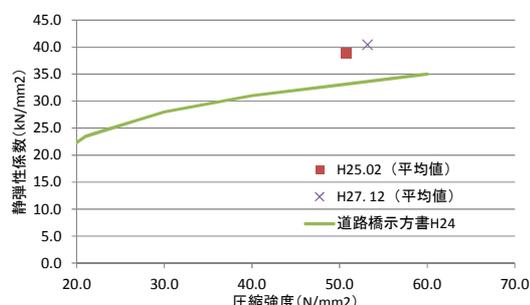
図-7 コンクリート圧縮強度の推移

フライアッシュを混合したコンクリートは、一般に長期にわたり強度が増進される傾向があることが知られている。図-7からも、初回よりもそれ以降のコンクリート圧縮強度が高いことが確認できる。P21 橋脚では今回よ

りも2回目の圧縮強度が高い。これはコンクリートコアを採取した箇所の施工品質ばらつきの可能性が考えられるが、その理由は不明である。今後も継続してデータを蓄積することで、実橋におけるこれらの品質ばらつきやフライアッシュ混合による効果を確認する必要がある。



(a) P21 橋脚



(b) P41 橋脚

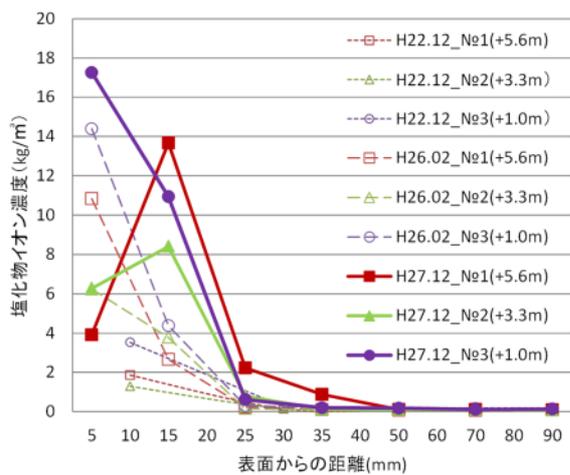
図-8 静弾性係数の推移

### 3.3 塩化物イオン濃度の分布

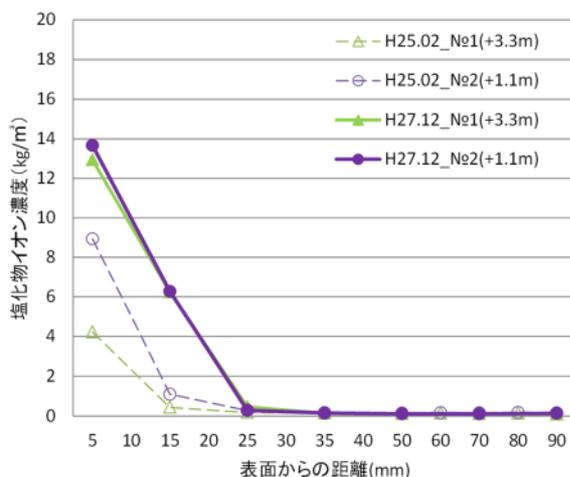
#### (1) 電位差滴定法

図-9に橋脚から採取したコンクリートコアの電位差滴定法による塩化物イオン濃度の分布と橋脚表面からの距離の関係についての調査結果を示す。P21 橋脚からのコンクリートコアの採取は、図-6に示すように海面 (H. W. L) から 1.0m, 3.3m, 5.6m の位置で実施した。また、同様に P41 橋脚では海面 (H. W. L) から 1.1m, 3.3m の位置でコンクリートコアを採取している。

図-5(a)では、過年度までの調査結果と比べ、今回の結果においては、塩化物イオン濃度は、表面付近よりも15mm 深い位置の方が高く、中性化の進行に伴う塩化物イオン濃度の濃縮と疑われる現象が確認された。また、P21 橋脚の海面から最も離れている位置から採取したコンクリートコアを除き、25mm より深い位置では、建設初期から塩化物イオン濃度が変化していないことが確認できた。



(a) P21 橋脚



(b) P41 橋脚

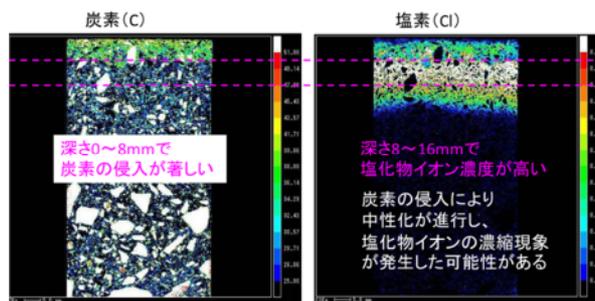
図-9 塩化物イオン濃度と表面からの距離

当該橋梁の下部工のかぶり厚（増し厚していないP21及びP41橋脚以外の橋脚）は、90mmであり、その位置での塩化物イオン濃度は、腐食発生限界以下（コンクリート標準示方書2012に従い算出。 $C_{lim} = -2.6(W/C) + 3.1 = 1.81 \text{ kg/m}^3$ ）であることから、腐食は発生していないものと考えられる。

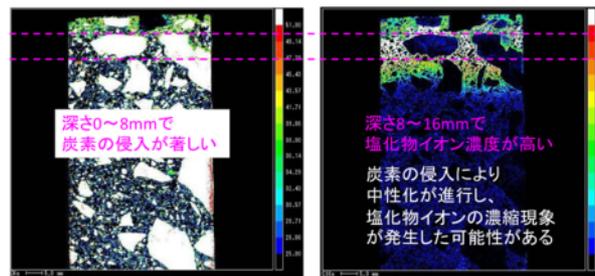
(2) EPMA（波長分散型電子プローブマイクロアナライザ）

EPMAにより、P21橋脚の塩化物イオン濃度及び炭素濃度を測定した結果を図-10に示す。これより、表面から8mm程度の深さの炭素イオン濃度が濃く、この範囲で中性化が進行していることが想定される。また、塩化物イオン濃度は、表面から8mmから16mm範囲が濃い。塩化物イオンの濃縮現象がみられ、このことは、図-11に示すように、図-9(a)で示した電位差滴定法の結果と整合して

いる。



(a) コンクリートコア採取位置 H.W.L.+5.6m



(b) コンクリートコア採取位置 H.W.L.+3.3m

図-10 塩化物イオン・炭素イオン濃度分布（EPMA）

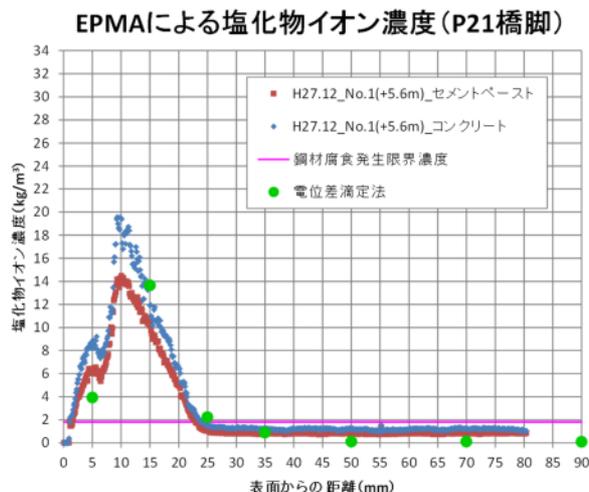


図-11 電位差滴定法と EPMA 結果の比較

(3) 中性化深さ

表-4 にフェノールフタレイン法による中性化深さの試験結果を示す。また、図-12 に中性化深さの予測式（コンクリート標準示方書2012）と計測結果との比較を示す。

図-12(a)、表-4よりP21橋脚については、中性化は予測式より若干早く進行しているといえるが、P41橋脚の結果（図-12(b)）も含めると、概ね近い値である。打設後5.5年程度の初期段階においては、予測式に十分な精度があるといえる。ただし、今後も継続して調査・比較検証を実施することで、打設後相当年が経過した場合の

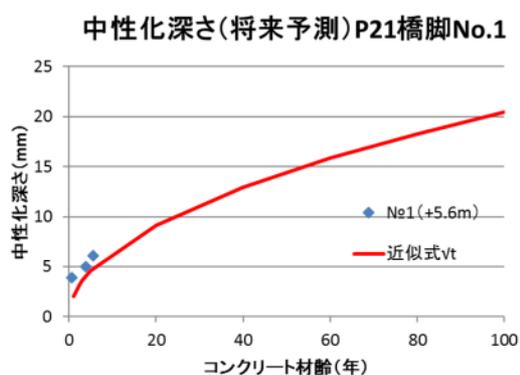
これらの予測式の信頼性や塩化物イオン濃度浸透の傾向を把握するとともに、劣化予測手法の精度向上を目指し、耐久性設計の信頼性向上を実現していく必要がある。

表-4 中性化深さ(mm)

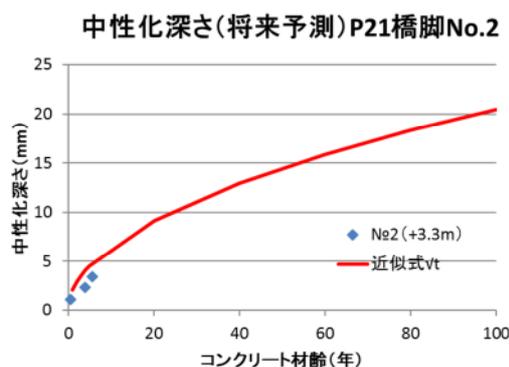
打設からの 期間	採取位置 (採取コア No.)			予測式*
	H. W. L+5. 6m (No. 1)	H. W. L+3. 3m (No. 2)	H. W. L+1. 0m (No. 3)	
7ヶ月	3.9	1.1	1	1.56*
46ヶ月	5.0**	2.3	1.0**	4.01*
67ヶ月 (今回)	6.1	3.4	1.4	4.83*

\*コンクリート標準示方書2012

\*\*EPMA 結果より推定



(a) コンクリートコア採取位置 H. W. L+5. 6m



(b) コンクリートコア採取位置 H. W. L+3. 3m

図-12 予測式による将来予測

#### 4. まとめ

一般にコンクリート構造物では、かぶりコンクリートにより鋼材を保護することが求められる。このかぶりコンクリートの物質浸透抵抗性を向上させることで、コンクリート内部の鋼材の腐食を防止し、コンクリート部材の耐久性を向上させることができる。しかし、一般には飛来塩分量のばらつきが大きく、かぶりコンクリートの品質向上の効果について有意となる状況が明確でない。本研究では、かぶりコンクリートの品質の違いが明確となる条件をモンテカルロシミュレーションにより確認するとともに、塩害対策以降の実橋梁における塩分量の調査を行った。その結果、飛来塩分量が多く設計耐久年が100年近い場合には、かぶりコンクリートの品質の違いが影響すること、実橋梁においてフライアッシュを用いることで表面から浸透する塩分量が抑制されることがわかった。

#### 参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所：国総研資料第711号 コンクリート橋の塩害対策資料集（第3回塩害調査），2012.12
- 2) 建設省土木研究所：土木研究所資料第2707号 コンクリート橋の塩害に関する実橋詳細調査，1988.12
- 3) 花井拓ほか：離島架橋を塩害から守る，土木技術資料，第53巻，第2号，pp.36～39，2011
- 4) 宮田弘和：「沖縄県離島架橋100年耐久性検証プロジェクト」に関する協力協定を締結，土木技術資料，第51巻，第6号，p.42，2009
- 5) 石田雅博ほか：沖縄県離島架橋100年耐久性検証プロジェクト，土木技術資料，第59巻，第6号，p.46，2017

### 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、新設橋の高耐久化の実現に向けて、高炉スラグやフライアッシュの使用によるコンクリートの遮塩性能の向上効果を定量的に把握し、遮塩性能の評価技術や耐久設計の方法を確立することを目的としている。平成 28 年度の検討では、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たコンクリートに電気化学的計測手法にもとづく室内試験を適用し、電気化学的計測手法によって結合材や細骨材の違いによる遮塩性能の差や材齢の経過に伴う遮塩性能の経時的な変化を迅速かつ簡便に評価できることなどを明らかにした。また、実環境下での遮塩性能や電気化学的計測手法の適用性を検証するための暴露試験を開始した。

キーワード：新設橋、高耐久化、遮塩性能、高炉スラグ、フライアッシュ、電気化学的計測手法、暴露試験

#### 1. はじめに

新設橋の高耐久化を実現するための方法の一つとして、かぶりコンクリートの遮塩性能を向上させるために、コンクリートを構成する結合材あるいは細骨材の一部に高炉スラグやフライアッシュを用いる方法が注目されている。一般に高炉スラグやフライアッシュの使用はコンクリートの遮塩性能の向上に寄与するとされているが、遮塩性能の高いコンクリートに電気泳動試験（定常法）や浸せき試験など既存の室内試験を適用すると、結果が得られるまでの試験期間が極端に長期化する場合がある。高炉スラグやフライアッシュを積極使用して遮塩性能を高めたコンクリートの実用化を進めるためには、遮塩性能を迅速かつ簡便に把握できる評価技術を整備し、新設橋の耐久設計や品質管理、検査における評価技術の活用方法を確立することが必要である。

そこで、本研究では、新設橋の高耐久化の実現に向けて、高炉スラグやフライアッシュの積極使用によるコンクリートの遮塩性能の向上効果を定量的に把握するとともに、遮塩性能の評価技術や耐久設計の方法を確立することを目的としている。

平成 28 年度の検討では、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たコンクリートを対象として、電気化学的計測手法にもとづく室内試験の適用性について検討した。電気化学的計測手法としては、非定常・電気泳動試験<sup>1)</sup>と電気抵抗率試験<sup>2)</sup>に着目した。また、実環境下での遮塩性能や電気化学的計測手法の適用性を検証するための暴露試験を開始した。

#### 2. 実験方法

##### 2.1 コンクリートの配合と基礎物性

コンクリートの配合と基礎物性を表-1に示す。配合は、結合材として早強ポルトランドセメント（HPC）、細骨材として天然砂（S）を用いた配合（H100）を基準として、結合材の一部に高炉スラグ微粉末あるいはフライアッシュを用いた「混和材シリーズ（SG430、SG650、FA20）」、細骨材の一部あるいは全部に高炉スラグ細骨材（BFS）を用いた「高炉スラグ細骨材シリーズ（BFS30、BFS50、BFS70、BFS100）」の計 8 種類である。「混和材シリーズ」は、早強ポルトランドセメントの 30%を高炉スラグ微粉末 4000（SG4）で置換した SG430、50%を高炉スラグ微粉末 6000（SG6）で置換した SG650、20%をフライアッシュ II 種（FA）で置換した FA20 の 3 種類である。「高炉スラグ細骨材シリーズ」は、高炉スラグ細骨材の混合割合を 30、50、70、100%とした 4 種類である。

結合材や細骨材の構成がコンクリートの遮塩性能と各試験の結果に与える影響を把握するために、全配合で、水結合材比 36%、単位水量 165 kg/m<sup>3</sup>、単位粗骨材量 968 kg/m<sup>3</sup>とした。供試体の養生方法については、コンクリート打込みから翌日の脱型時まで封緘養生、脱型から試験時まで 20°Cの養生槽内で水中養生とした。

##### 2.2 試験の実施方法

###### 2.2.1 非定常・電気泳動試験

非定常・電気泳動試験では、材齢 14、28、56、91、182 日で、各配合 1 個の円柱供試体（φ100×200 mm）の中央から切り出した 2 個の円盤型供試体（φ100×50 mm）を用いて塩化物イオン拡散係数を求めた。通電を行って

表-1 コンクリートの配合と基礎物性

配合	W/B (%)	単体量 (kg/m <sup>3</sup> )							スランブ (cm)	空気量 (%)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
		W	B = HPC + SG4 + SG6 + FA				S	BFS				G
			HPC	SG4	SG6	FA						
H100	36	165	458	—	—	—	721	—	968	12.0	5.3	65.3
SG430			321	138 (30%)	—	—	712	—		10.0	5.9	60.5
SG650			229	—	229 (50%)	—	707	—		12.0	5.0	69.4
FA20			367	—	—	92 (20%)	696	—		8.0	4.8	60.6
BFS30			458	—	—	—	505	227 (30vol.%)		9.0	5.4	67.8
BFS50				—	—	—	361	379 (50vol.%)		11.5	5.2	67.9
BFS70				—	—	—	216	531 (70vol.%)		13.0	5.0	68.7
BFS100				—	—	—	—	758 (100vol.%)		13.0	5.3	68.7

※W: 上水道水(茨城県つくば市), HPC: 早強ポルトランドセメント(密度 3.14 g/cm<sup>3</sup>, 比表面積 4480 cm<sup>2</sup>/g), SG4: 高炉スラグ微粉末 4000(密度 2.89 g/cm<sup>3</sup>, 比表面積 4350 cm<sup>2</sup>/g, せっこう添加(SO<sub>3</sub>換算 2%)), SG6: 高炉スラグ微粉末 6000(密度 2.91 g/cm<sup>3</sup>, 比表面積 6210 cm<sup>2</sup>/g, せっこう添加(SO<sub>3</sub>換算 3%)), FA: フライアッシュ II種(密度 2.35 g/cm<sup>3</sup>, 比表面積 4330 cm<sup>2</sup>/g), S: 細骨材(静岡県掛川産陸砂, 密度 2.56 g/cm<sup>3</sup>, 吸水率 2.23%), BFS: 5 mm 高炉スラグ細骨材(密度 2.69 g/cm<sup>3</sup>, 吸水率 0.68%), G: 粗骨材(茨城県笠間産砕石 6号(密度 2.67 g/cm<sup>3</sup>, 吸水率 0.43%, 硬質砂岩)と同 5号(密度 2.67 g/cm<sup>3</sup>, 吸水率 0.46%, 硬質砂岩)を均等に混合), 単体量の百分率は、混和材では結合材に占める質量%, 高炉スラグ細骨材では細骨材に占める容積%を表示, 化学混和剤: 高性能減水剤と空気連行剤を使用, 圧縮強度: 20°Cで水中養生を行った円柱供試体(φ100×200 mm)での材齢 28 日の測定値

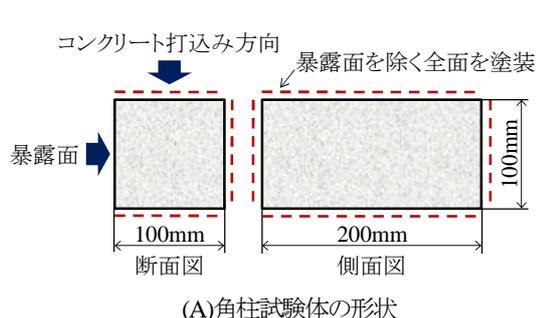


図-1 暴露試験の実施状況

供試体内部に塩化物イオンを電気泳動させ、通電後の供試体の割裂面に 0.1 mol/L 硝酸銀溶液を噴霧して塩化物イオン浸透深さを測定し、式(1)を用いて塩化物イオン拡散係数  $D_{nssm}$  を算出した。試験条件については、印加電圧を 30V、通電時間を 6 時間と 24 時間の 2 種類とした。

$$D_{nssm} = \frac{RT}{zFE} K \quad (1)$$

ここに、 $D_{nssm}$ : 非常定・電気泳動試験から得られる塩化物イオン拡散係数 (m<sup>2</sup>/s)、 $R$ : 気体定数 (= 8.31 J/(K·mol))、 $T$ : 通電時の陽極側と陰極側の溶液温度の平均値 (K)、 $z$ : 塩化物イオンの電荷 (= 1)、 $F$ : ファラデー定数 (= 9.65 × 10<sup>4</sup> J/(V·mol))、 $E$ : 電位勾配 (試験の開始時と終了時における両溶液間の電圧の平均値を供試体の厚さで除した値、V/m)、 $K$ : 塩化物イオン浸透速度係数 (m/s) である。

### 2.2.2 電気抵抗率試験

電気抵抗率試験では、材齢 2、7、14、21、28、56、91、

182 日で、各配合 2 体の円柱供試体 (φ100×200 mm) を用いて 4 プローブ法<sup>3)</sup>によって電気抵抗率を求めた。電極間の距離が 50 mm の測定装置を用い、電極を供試体側面に押し当てて測定を行った。具体的には、互いに直角をなす 4 方向から測定を行い、測定値の算術平均を電気抵抗率とした。なお、4 プローブ法の測定値は供試体の形状や寸法に依存するため、ここでは得られた結果を「見掛けの電気抵抗率」と表記した。

### 2.2.3 浸せき試験

浸せき試験では、材齢 28 日まで水中養生を行った円柱供試体 (φ100×200 mm) から厚さ 150 mm となるように中央部を切り出し、濃度 3% の塩化ナトリウム水溶液に 90 日間浸せきして、塩化物イオンの見掛けの拡散係数を求めた。浸せき後の供試体に含まれる塩化物イオン濃度については、供試体表面から厚さ 50 mm ごとに試料を切断して、JIS A 1154:2012 の電位差滴定法に準拠して測

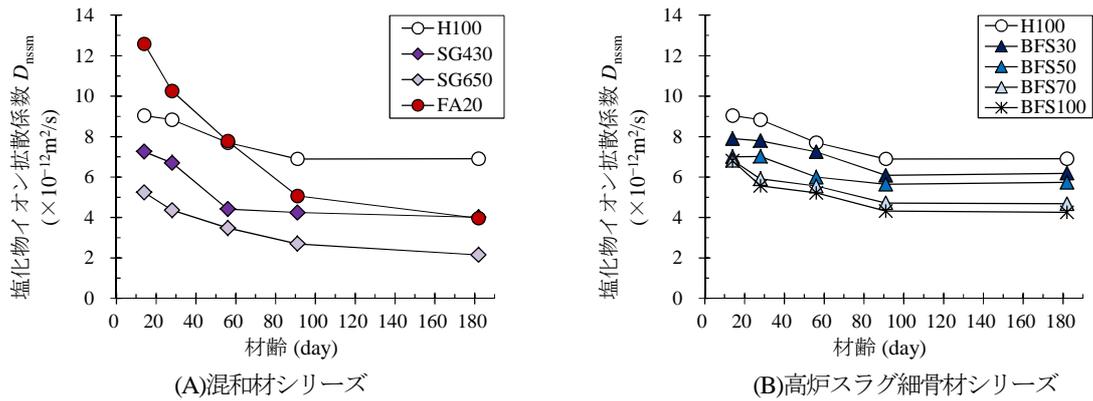


図-2 非定常・電気泳動試験から得られた塩化物イオン拡散係数

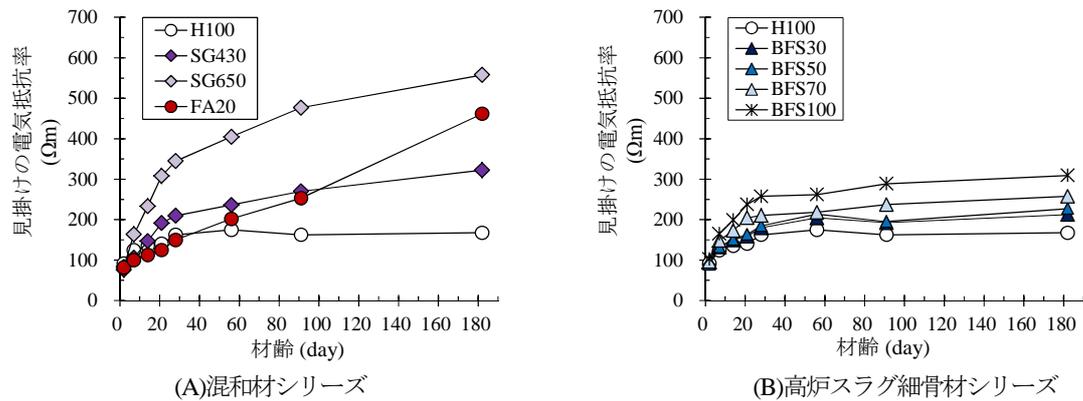


図-3 4プローブ法から得られた見掛けの電気抵抗率

定した。その後、得られた塩化物イオン濃度分布を最小二乗法によって式(2)にフィッティングして塩化物イオンの見掛けの拡散係数  $D_{ap}$  を算出した。

$$C(x,t) = C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{D_{ap} \cdot t}} \right) \right\} + C_i \quad (2)$$

ここに、 $C(x,t)$  : 距離  $x$  と試験期間  $t$  での塩化物イオン濃度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )、 $x$  : コンクリート表面からの距離 (m)、 $t$  : 試験期間 (s)、 $C_0$  : コンクリート表面の塩化物イオン濃度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )、 $C_i$  : 初期含有塩化物イオン濃度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )、 $D_{ap}$  : 塩化物イオンの見掛けの拡散係数 ( $\text{m}^2/\text{s}$ )、 $\operatorname{erf}$  : 誤差関数である。

### 2.2.4 暴露試験

暴露試験では、実環境下での遮塩性能を検証するとともに、電気化学的計測手法の適用性を検討するために、前述した室内試験に用いた供試体と同時に製作した角柱試験体を対象として暴露試験を開始した。暴露試験の実施状況を図-1に示す。

角柱試験体の寸法は  $100 \times 100 \times 200 \text{ mm}$  である。実際のコンクリート構造物が置かれる状況を模擬するために、コンクリート打込み方向に対して側面 ( $100 \times 200 \text{ mm}$ ) を暴露面とし、この暴露面を側面とした状態で角柱試験

体を暴露試験場に設置した。

暴露試験場は、雨がかりのある屋外の2ヶ所(新潟、沖縄)である。どちらの暴露試験場も海岸線近くの厳しい塩害環境にある。平成30年度以降の検討において、角柱試験体を回収して塩化物イオン濃度を測定し、実環境下での遮塩性能を検証する予定である。また、同様の形状の角柱試験体と環境条件で実施した過去の暴露試験<sup>4)</sup>の結果も交えて、高炉スラグやフライアッシュを用いたコンクリートの耐久設計の方法について検討する予定である。

## 3. 実験結果

### 3.1 非定常・電気泳動試験の結果

非定常・電気泳動試験から得られた塩化物イオン拡散係数を図-2に示す。高炉スラグ微粉末あるいは高炉スラグ細骨材を用いた供試体(SG430、SG650、BFS30、BFS50、BFS70、BFS100)では、早強ポルトランドセメントのみを用いたH100と比較して、塩化物イオン拡散係数が小さくなった。フライアッシュを用いた供試体(FA20)では、H100と比較して、材齢56日より長期の材齢において塩化物イオン拡散係数が小さくなった。フライアッシュのポゾラン反応が長期の材齢で進行し、遮塩性能が

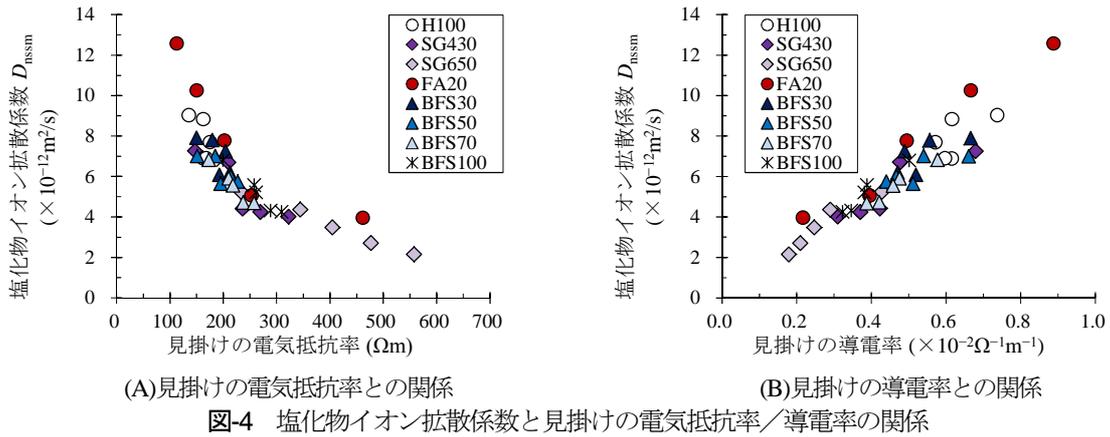


図-4 塩化物イオン拡散係数と見掛けの電気抵抗率/導電率の関係

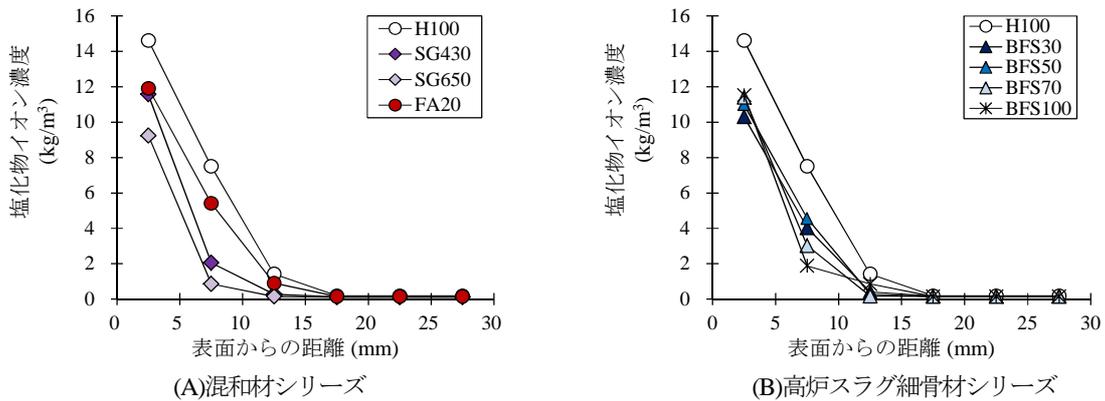


図-5 浸せき試験から得られた塩化物イオン濃度分布 (浸せき期間：90日間)

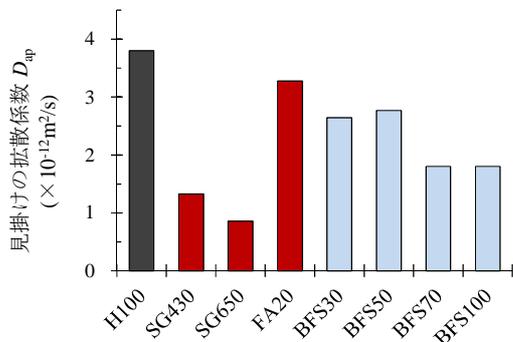


図-6 見掛けの拡散係数 (浸せき期間：90日間)

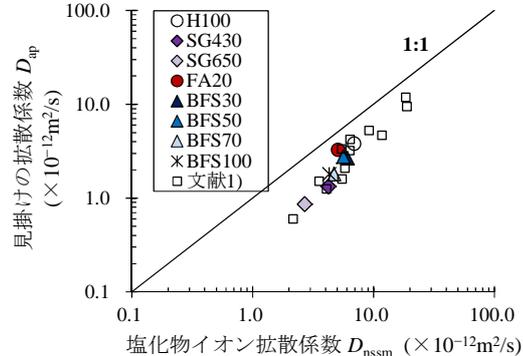


図-7 見掛けの拡散係数と塩化物イオン拡散係数

長期的に向上したことが原因と考えられる。非定常・電気泳動試験によって、結合材や細骨材の構成の違いによる遮塩性能の差や材齢の経過に伴う遮塩性能の経時的な変化を定量的に把握できると考えられる。

### 3. 2 電気抵抗率試験の結果

4 プローブ法から得られた見掛けの電気抵抗率を図-3に示す。混和材を用いた供試体 (SG430、SG650、FA20) では、見掛けの電気抵抗率が材齢の経過とともに長期的に大きくなる傾向が明確に現れた。この結果、混和材を用いた供試体では、H100 と比較して、見掛けの電気抵抗率が大きくなった。高炉スラグ細骨材を用いた供試体

(BFS30、BFS50、BFS70、BFS100) では、材齢の経過に伴う見掛けの電気抵抗率の長期的な増加は明確には現れなかったが、早強ポルトランドセメントのみを用いたH100 と比較して、見掛けの電気抵抗率が大きくなった。

### 3. 3 電気化学的計測手法の結果の比較

非定常・電気泳動試験から得られた塩化物イオン拡散係数と電気抵抗率試験から得られた見掛けの電気抵抗率、見掛けの導電率の関係を図-4に示す。ここでは、非定常・電気泳動試験と電気抵抗率試験の両方を行った材齢 14、28、56、91、182 日の結果を示した。また、図-4(B)では、見掛けの電気抵抗率の逆数を見掛けの導電率とした。

全体的な傾向として、水結合材比、単位水量、単位粗骨材が同一の場合、結合材や細骨材の構成および材齢の違いにかかわらず、非定常・電気泳動試験から得られた塩化物イオン拡散係数は、見掛けの電気抵抗率と反比例し、見掛けの導電率と比例する傾向にあった。非定常・電気泳動試験と電気抵抗率試験では、結合材や細骨材の構成の異なるコンクリートの遮塩性能に関して同様の評価結果を得ることができると考えられる。ただし、両試験の結果の関係を厳密に比較すると、配合が異なる場合には、見掛けの導電率が同程度であっても塩化物イオン拡散係数に差が生じることがあった。両試験の結果の関係を厳密に把握するためには、例えば、水結合材比や単位水量の異なるコンクリートなども対象として、試験データをさらに蓄積する必要があると考えられる。

### 3. 4 浸せき試験の結果

浸せき試験から得られた塩化物イオン濃度分布を図-5、見掛けの拡散係数を図-6に示す。塩化物イオン濃度分布に着目すると、混和材あるいは高炉スラグ細骨材を用いた供試体 (SG430、SG650、FA20、BFS30、BFS50、BFS70、BFS100) では、早強ポルトランドセメントのみを用いたH100と比較して、塩化物イオンの浸透が抑制されたことがわかる。この結果、混和材あるいは高炉スラグ細骨材を用いた供試体では、H100と比較して、見掛けの拡散係数が小さくなった。混和材あるいは高炉スラグ細骨材の使用は、遮塩性能の向上に寄与することを確認できる。また、遮塩性能の向上の程度に着目すると、高炉スラグ微粉末の使用が遮塩性能の向上に効果的であること、高炉スラグ細骨材の混合割合を高めるほど遮塩性能が向上することがわかる。フライアッシュの使用による遮塩性能の向上効果は長期的に現れる可能性が高く、平成29年度以降に浸せき期間を更に長くした場合の塩化物イオン濃度分布と見掛けの拡散係数を把握する予定である。

次に、非定常・電気泳動試験から得られた塩化物イオン拡散係数と浸せき試験から得られた見掛けの拡散係数の関係を図-7に示す。ここでは、文献1)に示されている過去の実験データも併記した。文献1)では、高炉スラグ微粉末やフライアッシュを用いたコンクリートとモルタルの実験データが示されている。ただし、非定常・電気泳動試験の試験材齢は材齢91日で同一であるが、文献1)の浸せき試験のデータは浸せき期間を約180日間、塩化ナトリウム水溶液の濃度を10%として得られた結果である。この結果によると、混和材や細骨材の構成にかかわらず、非定常・電気泳動試験から得られた塩化物イオン拡散係数は浸せき試験から得られた見掛けの拡散係数

と概ね比例関係にあることがわかる。浸せき試験では最低でも数十日間の塩水への浸せき後に塩化物イオン濃度の測定作業を経て試験結果が得られるが、非定常・電気泳動試験では最大でも数十時間の通電後に試験結果が得られる。非定常・電気泳動試験を適用することによって、高炉スラグやフライアッシュを用いて遮塩性能を高めたコンクリートにおいても迅速かつ簡便に試験結果を得ることができると考えられる。また、非定常・電気泳動試験では、最大でも数十時間の通電のみで試験結果が得られるため、材齢の経過に伴う遮塩性能の経時的な変化を把握することもできると考えられる。

### 4. まとめ

本研究では、新設橋の高耐久化の実現に向けて、高炉スラグやフライアッシュの積極使用によるコンクリートの遮塩性能の向上効果を定量的に把握するとともに、遮塩性能の評価技術や耐久設計の方法を確立することを目的としている。平成28年度の検討では、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たコンクリートを対象として、電気化学的計測手法にもとづく室内試験の適用性について検討した。

平成28年度の検討で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 非定常・電気泳動試験から得られる塩化物イオン拡散係数は、結合材や細骨材の構成にかかわらず、浸せき試験から得られる見掛けの拡散係数と概ね比例関係にあることがわかった。
- 2) 水結合材比、単位水量、単位粗骨材が同一のコンクリートでは、結合材や細骨材の構成および材齢の違いにかかわらず、非定常・電気泳動試験から得られる塩化物イオン拡散係数は、4プローブ法から得られる見掛けの電気抵抗率と反比例し、見掛けの導電率と比例する傾向にあることがわかった。
- 3) 非定常・電気泳動試験や電気抵抗率試験を適用することによって、結合材や細骨材の構成の違いによる遮塩性能の差や材齢の経過に伴う遮塩性能の経時的な変化を迅速かつ簡便に評価できることがわかった。

なお、平成29年度以降の検討では、長期材齢の供試体を対象として、非定常・電気泳動試験、電気抵抗率試験、浸せき試験による遮塩性能の評価結果の比較を継続し、暴露試験体の解体調査を行って実環境下での遮塩性能と電気化学的計測手法の適用性を検証する予定である。

### 参考文献

- 1) 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

- 2) 皆川浩、久田真、榎原彩野、齊藤佑貴、市川聖芳、井上浩男：コンクリートの電気抵抗率と塩化物イオンの見掛けの拡散係数との関係に関する基礎的研究、土木学会論文集 E2、Vol.66、No.1、pp.119-131、2010
- 3) AASHTO TP 95-14: Standard Method of Test for Surface Resistivity Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration, American Association of State Highway and

Transportation Officials, 2014.

- 4) 国立研究開発法人土木研究所、一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会、株式会社大林組、大成建設株式会社、前田建設工業株式会社、戸田建設株式会社、西松建設株式会社、鐵鋼スラグ協会、電源開発株式会社：低炭素型セメント結合材の利用技術に関する共同研究報告書 (I) 一低炭素型セメント結合材を用いたコンクリート構造物の設計・施工ガイドライン (案) 一、共同研究報告書第 471 号、2016

## 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 トンネルに関する研究（トンネルの合理的な更新技術に関する研究（1））

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：砂金伸治，石村利明，小出孝明，日下敦，森本智／新田弘之，百武壮

#### 【要旨】

トンネル構造に発生する不測の外力による変状，老朽化などによる材質劣化が広範囲にわたる場合，また，狹隘な断面の存在によるサービス水準の低下などの様々な理由や状況から，トンネルの大規模な更新を行うことが適する場合がある。このような場合は施工時の地山の力学的な挙動などの設計の前提条件が新設によって施工する場合とは異なる可能性が高い。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おり，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。今後，老朽化するトンネル等が増加していく現状を踏まえ，トンネルの大規模な更新を行う場合の種々の特徴を適切に評価し，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。今年度は既往の事例の分析や数値解析，要素実験を通じて，トンネルの更新の際に必要な支保構造の力学的な特性を確認した。

キーワード：トンネル，更新，数値解析，要素実験

#### 1. はじめに

国内の道路トンネルは 2013 年 4 月現在で箇所数 10200，総延長 4100km 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<sup>1)</sup>，<sup>2)</sup>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<sup>3)</sup>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，歩道や路肩が狹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。

トンネルは地山の自立性を前提として安定を確保する構造物であり，地山に変形が発生すれば構造に影響を受ける可能性がある。例えば特殊な地山条件下では，地山の膨張や地震，火山活動などによる不測の外力が作用するなどの影響によりひび割れなどの変状が発生して構造の安定性が低下したり，極めて稀ではあるが破壊に至るケース<sup>4)</sup>，<sup>5)</sup>なども存在する。加えて材質の劣化などによ

り構造の耐久性が低下することもある。しかしながら，このような地山の長期的な挙動をトンネル建設時に完全に把握することは難しい。また，過去に建設されたトンネルにおいては，狹隘な断面が存在し，安全な交通が十分に確保されているとは言えない場合もあり，それによってサービス水準が低下した状態であるとも考えることもできる。このような状況から，トンネルに対して大規模な更新を行うことが適する場合があると言える。

トンネルを大規模に更新する場合の特徴的な条件としては既設のトンネルの存在があり，施工を行う場合，たとえば地山や覆工の掘削を行った場合，周辺地山の挙動に影響を与える可能性がある。このような場合，更新時の支保構造を決定する条件は新設によって施工する場合とは異なる可能性が高く，設計手法の確立について検討する必要がある。また，更新時の掘削などの作業が施工の作業性や安全性，既設トンネルに与える影響なども考慮しながら施工する必要があり，施工に関する手法の確立も求められる。一方で，トンネルを更新する時点までには長い年月が経過していることが多く，点検などの結果から地山の長期的な挙動が確認できる可能性があり，その点を踏まえて検討を行っていくことで合理的な手法の確立が可能となると考えられる。

本研究では，トンネルを更新する場合の支保構造を検討する際に考慮すべき力学的な特性について把握し，計

画や設計，施工の各手法に反映することを目標としている。

## 2. 更新時の支保構造について

### 2.1 事例の分析

#### 2.1.1 事例の概要

更新工事の現状を把握するために，文献で公表されている報告事例を収集し，記載されている計画や設計，施工の内容について整理した。収集した 38 事例の中で，断面を拡大する工事が 24 事例存在し，更新を必要とする主な理由としては交通渋滞の解消，歩道の設置および分岐・合流部の設置などがあり，1～1.5 車線程度の断面を 2 車線断面として歩道を設置するケースが多くあった。続いてインバートの改築および追加設置工事が 8 事例有り，盤膨れの発生によるトンネル構造の安定性や安全性の低下を解消することなどが主な理由であった。また，覆工の改築が 6 事例有り，活断層や，地震，火山活動などの影響による損傷が主な理由であった。

#### 2.1.2 事例の分析結果

迂回路の有無については，災害時を除く 33 事例の中で迂回路有りが 9 事例，無しが 24 事例であり，車輛の通行を維持した活線施工を余儀なくされるケースが多いことが分かる。そして，狭隘な空間であるトンネルを活線下で更新する場合には設備や作業が複雑化していることも把握された。そこで，活線下で断面を拡大する工事に着目すると，掘削速度に関する記載がある 6 事例では地山の硬軟に関わらず全てで機械掘削が実施されており，5 事例で 20～30m/月程度，1 事例で 57m/月の掘削速度であった。この 1 事例は掘削機械を 2 台使用していることから，実質的な掘削速度の目安は 20～30m/月程度であったと考えられる。例えばこれを新設時の標準的な掘削速度と比較すると半分以下である。また，他の 5 事例では工事費について記載があった。単純に工事費を施工延長で除すると 400～1300 万円/m となり，これについても新設時の工事費と比較すれば経済性は低いことが分かった。次に，インバート改築および追加設置工事に着目し，全面通行止めによる施工と活線施工の 2 事例ずつを比較すると，全面通行止めによる施工では 1.6～1.8m/日の施工速度であるのに対して，活線施工では 0.6～0.7m/日となり，施工速度は半分以下に低下していた。これらの結果からは，現在までの活線下における更新工事では施工効率や経済性が低くなっていたと考えられる。

次に覆工の改築の 6 事例では，1 事例で活断層の影響による損傷，4 事例で巨大地震による損傷，1 事例で火

山活動による損傷のために改築が必要になっていた。これらの事例から，更新する時点には新設時には把握しきれない特殊な地山条件が確認される可能性が考えられる。

#### 2.1.3 まとめと今後の課題

活線下の更新工事においては施工効率を改善し経済性を向上することが課題であると考えられ，施工数量の縮減や発破掘削の導入，施工機械の性能の向上などを検討する必要がある。また，過大な変形が発生するなどの特殊な地山条件が確認された場合に，覆工やインバートなどの支保構造に求められる力学的特性について検討する必要がある。

## 2.2 新設時と更新時のトンネル掘削による周辺地山の力学的挙動に関する数値解析による比較

### 2.2.1 検討すべき課題

更新時の掘削では，新設トンネルとしての施工時に数十センチの大きな変位が発生した地山でも変位が数ミリ～数センチ程度しか発生しなかった事例も存在しており，これらの特徴的な地山の力学的挙動について検討し支保構造に反映することにより規模が変わる可能性もあり，トンネルの更新時における経済性の向上に繋がると考えられる。

### 2.2.2 解析の概要

更新時の力学的挙動の特徴を確認するために，既設トンネルを撤去して拡大掘削する CASE1(硬岩：C I)，CASE3(中硬岩：C II)，CASE5(軟岩：D I)，CASE7(脆弱な軟岩)と拡大掘削と同じ断面積で新設トンネルを掘削する CASE2(硬岩：C I)，CASE4(中硬岩：C II)，CASE6(軟岩：D I)，CASE8(脆弱な軟岩)の 2 次元弾性モデルの有限要素解析を実施した。図-1 に示すようにモデルは，既設トンネルを拡大掘削する施工事例を参考に，既設トンネルは 1.5 車線断面として半径を 3.3m に，拡大掘削するトンネルは 2 車線に歩道が付く断面として半径を 5.6m とし，支保構造は道路トンネル技術基準(構造編)・同解説に従った。地盤は拡大するトンネルの直径

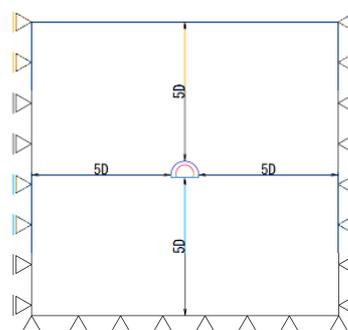


図-1 解析モデル

Dに対して、トンネルの上下左右に5Dの範囲までをモデル化し、境界条件は側方を鉛直ローラー、下方は固定、上方はフリーとした。また、地山の物性値については硬岩(C I)から軟岩(D I)までの一般的な数値(表-1)を用いた。加えてD Iの地山変形係数の1/5程度となる脆弱な軟岩地山を設定した。また、側方土圧係数は $K=0.01 \times 5D + 0.25 = 0.81$ とした。なお、既設トンネルは矢板工法で、拡大・新設トンネルはNATMにより建設されると設定して応力解放率を仮定する。解析ステップは以下のとおりであり、図-2にイメージを示す。

【更新掘削の解析ステップ(CASE1,3,5,7)】

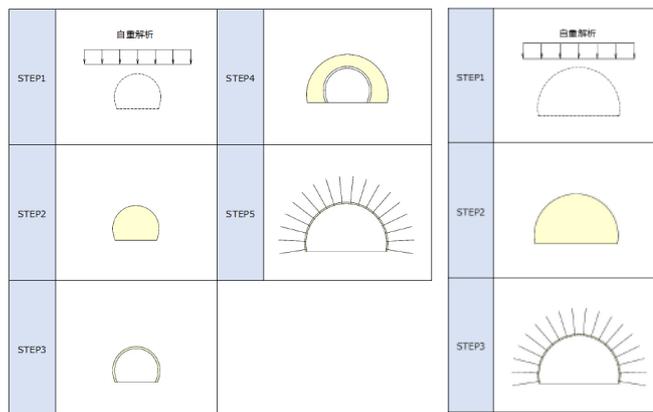
- STEP1：自重解析をし、地盤の初期応力を再現
- STEP2：既設トンネル掘削(応力解放率90%)
- STEP3：既設トンネル覆工打設(応力解放率10%)
- STEP4：更新トンネル拡大掘削(応力解放率40%)
- STEP5：更新トンネル支保工設置(応力解放率60%)

【新設掘削の解析ステップ(CASE2,4,6,8)】

- STEP1：自重解析をし、地盤の初期応力を再現
- STEP2：トンネル掘削(応力解放率40%)
- STEP3：トンネル支保工設置(応力解放率60%)

表-1 地山物性値(トンネル数値解析マニュアル H10.10 より)

断面	地山区分	変形係数	$f_{\text{cst}}$	初期	最終	弾性限界	非線形指数	粘着力	内部摩擦角	引張強度	単位重量
				$\sigma'_{\text{アツク}}$	$\sigma'_{\text{アツク}}$						
	D			$\nu_{\text{cst}}$	$\nu_{\text{cst}}$	k	a	C	$\phi$	$\sigma_t$	$\gamma_s$
			N/mm <sup>2</sup>					N/mm <sup>2</sup>	deg	N/mm <sup>2</sup>	t/m <sup>3</sup>
B	G <sub>1</sub>	5,000	0.01	0.25	0.48	6.0	3.0	4.0	50	0.80	25.0
C I	G <sub>2</sub>	2,000	0.01	0.30	0.48	6.0	3.0	2.0	45	0.40	24.0
C II	G <sub>3</sub>	1,000	0.01	0.30	0.48	6.0	3.0	1.0	40	0.20	23.0
D I	G <sub>4</sub>	500	0.01	0.35	0.48	4.0	2.0	0.4	35	0.08	22.0
D II	G <sub>5</sub>	150	0.01	0.35	0.48	4.0	2.0	0.2	30	0.04	21.0



a) 更新掘削(case1, 3, 5, 7)      b) 新設掘削(case2, 4, 6, 8)

図-2 解析ステップ

2.2.3 解析の結果

天端変位と支保工応力の結果を表-2、図-3にまとめて比較する。ここで、表中の天端変位については比較のため既設トンネル掘削による変位を除き、拡大掘削時の増分を抽出した。また、表中括弧内の数値は新設時の数値を1とした場合の更新時の数値の比率を示している。また、支保工応力は最大値を示している。結果として、天端変位は新設時と比較して更新時には0.40~0.68倍に概ね半減し、支保工応力では吹付けコンクリート応力、鋼アーチ支保工応力はともに新設時に対して更新時は0.8~0.9倍程度になっていた。

2.2.4 まとめと今後の課題

今回の数値解析の条件においては、更新時に既設トンネルを撤去しながら断面を拡大して掘削をする場合の地山の力学的な挙動に関して、新設時と比べて変位や応力が小さくなる可能性について、その目安値を確認した。この結果をもとに、今後は更新時の施工方法や支保構造などにどのような形で反映するべきかを検討するために、掘進長などの縦断方向の評価を含めた具体的な支保構造の研究を進める予定である。そのために、3次元数値解析や実証実験などの必要性も想定される。

2.3 更新時の覆工に求められる力学的特性の検討

2.3.1 検討すべき課題

表-2 解析結果の比較

CASE	地山等級	更新時 新設時の 区別	天端変位 <sup>*</sup> mm	支保工応力 N/mm <sup>2</sup>	
				吹付け コンクリート	鋼アーチ 支保工
1	硬岩 (C I)	更新時	2.1(0.68)	3.72(0.87)	-
2		新設時	3.1(1.00)	4.26(1.00)	-
3	中硬岩 (C II)	更新時	3.4(0.49)	4.91(0.86)	259.40(0.86)
4		新設時	7.0(1.00)	5.70(1.00)	302.80(1.00)
5	軟岩 (D I)	更新時	5.2(0.49)	5.85(0.85)	316.60(0.87)
6		新設時	10.7(1.00)	6.91(1.00)	365.10(1.00)
7	脆弱 軟岩	更新時	14.1(0.40)	9.06(0.79)	560.00(0.90)
8		新設時	34.9(1.00)	11.47(1.00)	619.60(1.00)

\*更新時における拡大掘削の天端変位を抽出  
( )内は新設時の数値を1.00とした場合の更新時の数値の比率

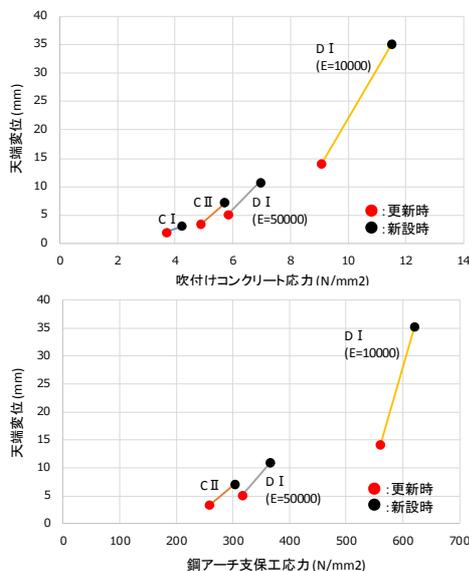


図-3 天端変位と支保工応力

トンネルを更新する時点では地山の長期的な挙動などが確認されていることも想定され、新設時よりも地山状態に適応した覆工を合理的に構築できる可能性がある。その1つとして覆工コンクリートにおける補強材の選定が挙げられる。現在まで覆工は主に無筋コンクリートで構築されているが、坑口付近などの不安定な地山には鉄筋コンクリートが適用されており、また、特殊なケースでは鋼繊維補強コンクリートを使用する場合もある。こうしたコンクリートの使い分けの判断基準には不明確な部分も残されており、検討すべき課題であると考え。これに関して本研究では、まず、各種コンクリートの過大な変形に対する追従性に着目し、覆工の耐久性や安定性、安全性について要素実験により検証した。

### 2.3.2 実験の概要

供試体は全て同じ形状寸法とした。形状は載荷装置の制約からアーチではなく直線とし、寸法は覆工模擬部の長さを80cmとし載荷方向に対して厚さを35cm、奥行きは50cmとした。また、せん断破壊を誘導するために覆工模擬部の両端に曲げ変形を抑制するための厚さ70cmの固定部を設けて鋼棒で締め付けた(図-4)。コンクリートは覆工に使用される無筋、鉄筋および鋼繊維補強コンクリートの3種類を用いて、各種2体ずつの供試体を作成し、鋼繊維補強コンクリートについては鋼繊維混入率0.3%を2体と0.5%を1体作成した。また、コンクリートの配合や補強材の規格は実績を参考に決定した(表-3)。

載荷装置は2000kNまでの鉛直下方への載荷が可能である。CASE1, 3, 5では供試体が破壊されて落下する瞬間的な現象について実際により近い再現を観察する目的から、荷重制御で載荷装置の動きを止めないように押し下げた。また、この方法で載荷ができなくなる場合には変位制御に切替える方針とした。一方でCASE2, 4, 6, 7では荷重と変位の関係を確認するために変位制御により載荷した(表-3)。

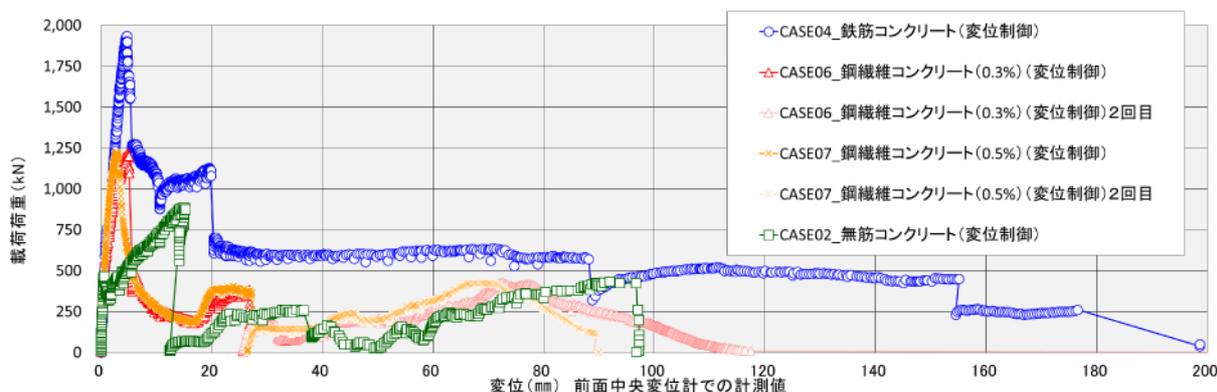


図-5 荷重と変位の測定結果

測定項目は荷重と変位とし、荷重は載荷装置の出力で、変位は変位計を2つの観察面における覆工模擬部の両端と中心位置の計6箇所に設置して測定した。なお、端部の変位計に破壊の影響を受けたケースがあったため、本稿では中心位置の変位量で結果をまとめた。また、破壊時の瞬間的な動きを観察するために撮影した映像を利用して補完した。

### 2.3.3 実験の結果

荷重と変位の関係は各種コンクリートで荷重制御と変位制御の結果が概ね一致していたため、ここでは変位制御によるCASE2, 4, 6, 7の結果(図-5)を示す。まず、無筋コンクリートのCASE2では荷重が466kNの時点で載荷面の端部から斜め下方にひび割れが発生すると、荷重-

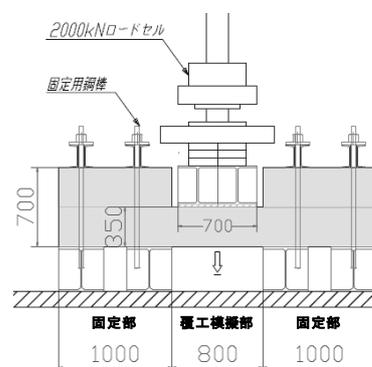


図-4 実験概要図(観察面)

表-3 実験ケース一覧

CASE	使用材料	
	コンクリート	補強材料
1 無筋(荷重制御→変位制御)	22.5-15-40	主筋:D19@200 配力筋:D16@300
2 無筋(変位制御)		
3 鉄筋(荷重制御→変位制御)		
4 鉄筋(変位制御)	24-18-20	スチールファイバー L=60mm, φ=0.75mm 混入量W=28.6kg/m <sup>3</sup> 混入量W=46.5kg/m <sup>3</sup>
5 鋼繊維0.3%(荷重制御)		
6 鋼繊維0.3%(変位制御)		
7 鋼繊維0.5%(変位制御)		

変位曲線の傾きが緩やかになり、最大荷重 888kN、変位 15mm に達すると、右端部で鉛直方向のせん断破壊が発生した。しかしながら、ブロック化したコンクリートは左側の架台を中心に回転して右側固定部との接触により支持され、この時点での落下は模擬出来なかった。更に変位を増加させると 96mm になった時点でバランスが崩れて抜け落ちた。

次に、鉄筋コンクリートの CASE4 では荷重-変位曲線の傾きはほぼ一定のまま、最大荷重 1935kN、変位 4mm に達すると荷重の減少と変位の増加が急激に進み、変位 9mm で右端部に鉛直方向のせん断破壊が生じた。続いて変位 20mm で左端部にもせん断破壊が生じ、ブロック化した覆工模擬部は水平を保った状態で押し下げられ荷重がほぼ一定のまま変位のみが増加する状態になり、変位が 155mm に達した時点で被りコンクリートが剥がれて鉄筋が現れ、ブロックが吊り下げられた状態(写真-1)で荷重が 260kN になった。更に押し下げると変位が 199mm に達しても落下せず、この時点で載荷板と供試体の固定部が接触するため終了した。

最後に、鋼繊維補強コンクリートについて CASE6, 7 では荷重-変位曲線の傾きはほぼ一定のまま増加して最大荷重は 1220kN 程度で一致し、その後間もなく覆工模擬部の片側端部にせん断破壊が発生し、この影響で荷重は 400kN 程度まで急激に減少した。その後、無筋コンクリートと同様に回転する状態となり、荷重の低下を伴いながら変位とともに覆工模擬部の傾きも増加し、変位 25mm 前後で載荷不能となり除荷した。載荷板を水平にする処置をして再度載荷(2 回目表記)すると、変位の増加とともに荷重が増加する過程をたどり、CASE6 では変位が 117mm 程度で逆側端部にもせん断破壊が発生して、CASE7 では変位 90mm 程度でバランスが崩れてそれぞれ抜け落ちた(写真-2)。

### 2.3.4 まとめと今後の課題

鉄筋コンクリートは無筋、鋼繊維補強コンクリートと比較して最大荷重が大きい。また、せん断破壊発生後に変位が 150mm に達するまで 1000~260kN の荷重を保持することからコンクリート塊の落下防止効果を有する可能性が高い。一方で、鋼繊維補強コンクリートの結果は、せん断破壊発生後の荷重の大きさに無筋コンクリートとの差が確認できない。また、破断面を観察すると鋼繊維はほぼ全てが断裂ではなく付着切れの状態(写真-3)であることが確認され、破断面にずれが生じた段階で補強効果が失われることが推定され、コンクリート塊の落下防止効果を有する可能性は、今回行った実験条件下では低いことが確認された。今後は供試体をアーチ形状にするなど、実際の条件に近づけて効果を確認する必要がある。

### 3. 更新工法に資する新たな支保材料に関する事例分析

更新工法の確立にあたっては、これまでに使用されてきた材料に加え、近年さまざまな分野で使用されている新たな材料の適用が可能かどうかについても検討を行う必要がある。

使用されている材料や工法は非常に多岐に渡ると考えられるため、ここではトンネルの覆工コンクリートのはく落防止の観点に着目し、これまでにない機能を付与し、施工性や耐久性を向上させる新工法として適用できる可能性がある事例等を調査した。既に道路トンネルの覆工コンクリートでは樹脂繊維による補強が実用化されているが、それ以外にも既往の補修や補強工法の発展形や、橋梁等の維持管理で培われた工法をトンネル内の環境に最適化したもの、異分野から転用された技術などを対象として分析したものである。本研究においては、樹脂メーカーや施工会社からのヒアリングやカタログ、文献など

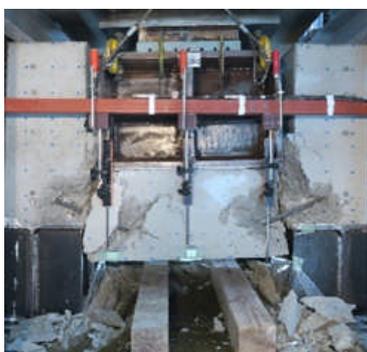


写真-1 鉄筋により吊り下げられた状況



写真-2 鋼繊維補強コンクリートの落下状況



写真-3 破断面の鋼繊維の状況

表-4 トンネルのはく落防止に応用が期待される工法の例

分類	使用材料	概要	特徴
樹脂接着工法	エポキシ樹脂 アクリル樹脂 ウレタン樹脂 ポリウレタ樹脂	繊維シートなどを用いず、樹脂のみでコンクリート表面を保護することで工程を短略化する工法。	簡易的な施工による小片はく落防止工として期待できる。施工方法は様々だが1工程で完結できる可能性がある。建築、鉄道橋などの実績あり。
省工程型 繊維樹脂 接着工法	UV硬化型樹脂 ジオポリマー 粘着剤付き多層シート 水性樹脂	多層構造の製品を用いたり、硬化の速い材料を用いて施工性を向上させる工法。	はく落防止工としての高い耐荷力と施工性の向上を両立させることが期待できる。橋梁で実績あり。
高耐久 ネット工法	FRPネット ポリエチレンフィルム	導水フィルムでFRPネットに水などが触れないため耐久性が向上する工法。	簡易導水目的のフィルムとして使用されている実績がある。フィルムを工夫することで高耐久性を付与する効果が期待できる。

の情報を元に、工法の分類、使用される材料の例、概要、特徴についてははく落防止工の観点からまとめた。

はく落防止工には表-4 に示すような新たな材料が現れている。これらの中には要求性能である 1.5kN 以上の耐荷力を有するものも多く存在し、樹脂材料の組み合わせや、2 章で比較した鉄筋コンクリートや高繊維補強コンクリートに類似した使用方法をとることで、施工性の向上や高耐久性を付与できる可能性がある。更新工法の検討にあたっては構成する支保構造等に対して、このような新たな材料の適用の可能性も念頭に置きつつ、合理的な工法の検討を行っていく必要もあると考えられる。

#### 4. まとめ

既往の事例の分析や数値解析、要素実験を通じて、トンネル更新時の支保構造を検討する際に考慮すべき力学的な特性について基本的条件を確認することができた。今回得られた知見をもとに、今後はトンネル縦断方向の挙動に検証範囲を拡げるなど、より実現象に近い形でトンネル支保構造の力学的挙動を検証する予定である。こ

れを踏まえ更新時に必要となる支保構造の性能やその評価手法を検討する予定である。

#### 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，平成 26 年 6 月
- 2) 国土交通省道路局国道・防災課：道路トンネル定期点検要領，平成 26 年 6 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](http://www.mlit.go.jp/policy/shingikai/road01_sg_000312.html) (参照日 2017 年 6 月)
- 4) 小山幸則，朝倉俊弘，佐藤豊：兵庫県南部地震による山岳トンネルの被害と復旧，トンネルと地下，Vol.27，No.3，pp.51-61，平成 8 年 3 月
- 5) 真下英人：新潟県中越地震における道路トンネルの被害，トンネルと地下，Vol.36，No.11，pp.55-63，平成 17 年 11 月

## 7.1.6 土工構造物に関する研究（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、澤松俊寿、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、変形が生じた土工構造物等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を構築する必要がある。本報告では、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していくことを目的に、平成28年熊本地震で被害を受けた補強土壁について変状メカニズム及び変状要因を分析した。具体的には、被害事例をもとに作用としての地震動、補強土壁の耐力及び応答を関連づけて分析することにより巨視的に被害の傾向を調べた。また、被害の程度が大きかった3事例について、現地調査に基づく変状の形態に応じた試験、シミュレーション解析等を実施して、変状メカニズム及び変状要因を推定した。

キーワード：補強土壁、熊本地震、変状、ニューマーク法

### 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。

本報告では、上記の①について、平成28年熊本地震で被害を受けた補強土壁に対して、変状形態、変状要因を分析した。具体的には、被害事例をもとに作用としての地震動、補強土壁の耐力及び応答を関連づけて分析することによりマクロ的に被害の傾向を把握し、補強土壁の耐震性を調べた。また、被害の程度が大きかった3事例について、現地調査に基づく変状の形態に応じた試験、シミュレーション解析等を実施して、変状メカニズム及び変状要因を推定した。

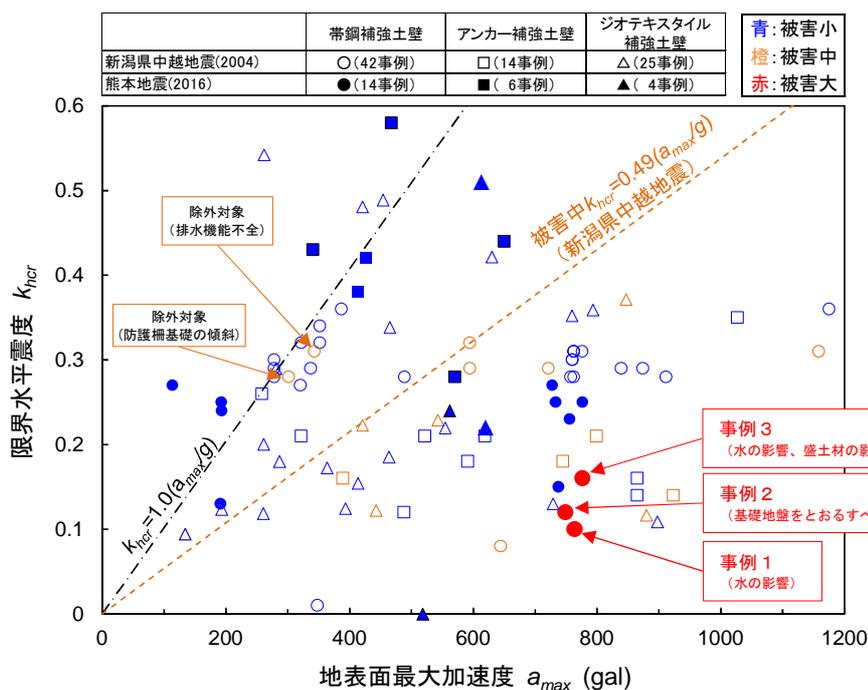


図1 地表面最大加速度、限界水平震度及び被害の程度の関係(文献1)に加筆

## 2. 熊本地震における補強土壁のマクロ的な被害傾向の分析

熊本地震による補強土壁の被害の傾向をマクロ的に分析した。既往の分析手法<sup>1)</sup>に基づき、作用、耐力及び応答をそれぞれ補強土壁設置地点の地表面最大加速度、限界水平震度及び被害の規模として代表させ、それらに関連づけてマクロ的に被害の傾向を把握し、補強土壁の耐震性を調べた。また、2004年新潟県中越地震における分析結果との比較を行い、その違いについて検討した。

### 2.1 分析の方法

分析は、施工実績数が多くかつ設計・施工マニュアルが整備されている代表的な補強土壁<sup>2)</sup>である帯鋼補強土壁<sup>3)</sup>、アンカー補強土壁<sup>4)</sup>、ジオテキスタイル補強土壁<sup>5)</sup>について実施した。このうち、被害事例については盛土材の土質試験結果を得ることのできた事例を対象とした。

#### (1)地表面最大加速度

地表面最大加速度は、司・翠川の最大加速度の距離減衰式<sup>6)</sup>により算出した。なお、距離減衰式に使用する震源断層モデルは国土地理院によるものを適用した<sup>7)</sup>。得られた距離減衰式に基づき補強土壁設置地点の断層最短距離から各箇所地表面最大加速度を与えた。

#### (2)限界水平震度

対象とする補強土壁に対して安定計算を行い、許容安全率を超過する水平震度のうち、最も小さい水平震度を限界水平震度として定義し、これを補強土壁の耐力とし

て代表させた。安定計算は、補強領域の外的安定(滑動・転倒・支持)と補強領域・基礎地盤を含む滑りに関する安定検討(全体安定)について実施した。安定計算で使用する盛土材の土質定数には土質試験結果を用いた。

#### (3)被害の規模

被害の規模については、道路土工構造物技術基準・同解説<sup>8)</sup>の要求性能に基づき次のとおり3つに分類し、現地調査により確認された被害状況を当てはめた。

- ① 補強土壁が健全である、又は、補強土壁は損傷するが、当該補強土壁の存する区間の道路としての機能に支障を及ぼさない状態(被害小)
- ② 補強土壁の損傷が限定的なものにとどまり、当該補強土壁の存する区間の道路の機能の一部に支障を及ぼすが、速やかに回復できる状態(被害中)
- ③ 補強土壁の損傷が、当該補強土壁の存する区間の道路の機能に支障を及ぼすが、当該支障が致命的なものとならない状態(被害大)

### 2.2 分析の結果

図1に地表面最大加速度、限界水平震度及び被害の程度の関係を示す。

被害小については、路面にわずかなクラックが入るような軽微な被害も含まれるため、新潟県中越地震を対象とした既往の分析においては厳密にその範囲を示す入力地震動や限界水平震度の閾値は示されていないが、熊本地震においてもプロットの分布範囲は概ね包含されてい

る。被害中に分類される事例は分析の対象には含まれていなかった。一方で、被害大が3事例認められた。各事例の緒元を表1に示す。限界水平震度が0.10~0.16にあり、他の事例と比べると小さな値の範囲にある。3事例の最寄りの強震動観測地点（3事例の地点から2.4~3.4km）での最大加速度は、補強土壁の壁面に直交する方向に約1300galと大きな地震動が記録されており、周辺の道路構造物、自然斜面等にも著しい被害が発生していた。次章でこれら3事例について変状のメカニズム及び変状要因について検討した結果を詳述するが、事例1は水の影響、事例2は基礎地盤をとおすべり、事例3は水の影響及び盛土材の影響を受けたと考えられる事例である。したがって、補強土壁の耐震性を評価するためには、これら3事例の結果だけでは不十分であることを断っておく。すなわち、新潟県中越地震では被害中が観測された下限値として $k_{ha}=0.49(\alpha_{max}/g)$ を示しているが、熊本地震の被害大の3事例を用いて同様に被害大の下限値を示すことは現時点では適切ではない。

### 3. 熊本地震における補強土壁の個別事例の調査・分析

第2章に示した被害の程度が大きかった3事例について現地調査を実施した。さらに、変状の形態に応じて安定計算や地震応答解析を実施し、変状のメカニズム及び変状要因について検討した。

#### 3. 1 事例1

##### 3.1.1 変状の状況

補強土壁は延長約160m、最高壁高は8.5mでありこの箇所では約10mの高上げ盛土がある。補強土壁の壁面材の基礎部にはコンクリート製の重力式基礎が用いられており、前面側が河川となっている。

##### (1)崩壊部

2車線道路の1車線が延長約160mのうち約40mにわたり崩壊し、路面に数メートルの段差が発生していた。図2は崩壊部の横断面図である。崩壊部において、露出している部材を目視した範囲では補強材や補強材と壁面材の接続部の破断は認められなかった。

##### (2)残存部

残存部においても変状が認められる箇所があり、特に崩壊部の端部から約10mの範囲でその程度が著しかった。以下に、変状の程度が著しかった範囲についてその状況を示す。

##### a)はらみ出し

図3に崩壊部近傍の残存部の壁面の状況とレーザー距離計で測定した壁面の水平変位分布を示す。壁面に著し

表1 各事例の緒元

	事例1	事例2	事例3
震度	震度6強	震度6強	震度6強
最大加速度(gal) <sup>*</sup>	1253(2.4km)	1253(2.5km)	1253(3.4km)
建設年次	1996年	2003年	1999年
最高壁高	8.25m	8.74m	7.5m
上載盛土	2.0~10.0m	1.5~5.0m	10.0m
延長	160m	51.4m	96m
限界	0.10	0.12	0.16
水平震度	(滑動)	(滑動)	(円弧すべり)

※( )は強震動観測点から補強土壁までの距離

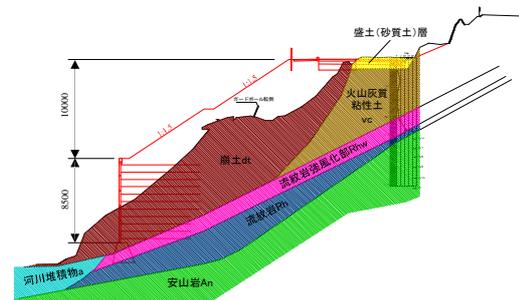


図2 崩壊部の横断面図(事例1)

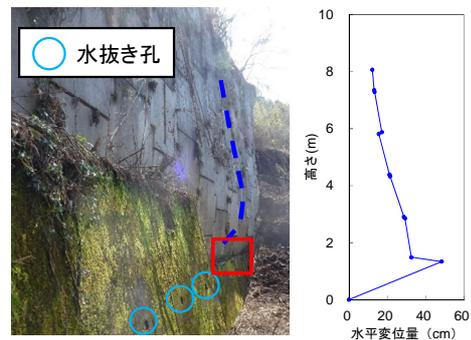


図3 残存部のはらみ出しの状況

いはらみ出しが生じており、そのモードは最下段とその上の壁面材の間を頂点に3角形の分布を示していた。水平変位量は最大で48.4cm、最下段壁面材の傾斜度は35%であった。

左右の隣り合う壁面材間の目地の詰まり及び壁面材の損傷が認められた一方で、壁面材間がずれるような変形は卓越しておらず、盛土材のこぼれ出しは認められなかった。

##### b)水の状況

本補強土壁は重力式基礎の上に設置されたものである。図3に示したとおり、壁面の著しいはらみ出しが認められた崩壊部近傍においては重力式基礎に水抜き孔が設置

されていない。図3の赤四角部分を拡大したものが図4であるが、補強土壁から水が染み出して重力式基礎の天端が湿潤していた。さらに壁面材にはエフロレッセンスのような固着物が認められたことから、補強土壁の裏込め土に恒常的に水が供給されていたことが想定される。一方で、はらみ出しが小さい又は変状が認められない範囲では水抜き孔が設置されており、この範囲では重力式基礎の天端は比較的に乾燥していた。このように、水の供給状況と変状の程度が調和的であり、水が変状に影響した可能性がある。



図4 重力式基礎天端の状況 (図3の赤四角の範囲)

c) 滑動

図5に崩壊範囲端部からの距離と重力式基礎天端の肩部から壁面材までの離隔の関係を示す。崩壊部に近づくにつれて離隔が狭くなっており、崩壊範囲端部から2mの位置では20cmであった。変状の認められない箇所の離隔が約40cmであったことから、地震動により補強土壁が前面側に滑動したものと考えられる。0~2mの範囲は調査実施の安全を考慮して計測していないが、崩壊箇所では補強土壁が滑動により重力式基礎から滑り落ちた可能性も考えられる。なお、他の箇所も含め、問題となるような重力式基礎の傾斜や滑動(根入れ地盤の変状)は認められない。

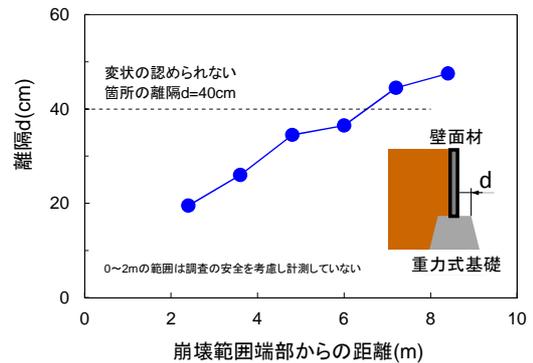


図5 重力式基礎天端の離隔の実測値

3.1.2 盛土材の物理特性及び力学特性

現地から採取した補強土壁の盛土材の物理試験及び力学試験の結果を表2に示す。細粒分含有率が13.6%、内部摩擦角が41.7°であり、補強土壁に適した良質な盛土材が用いられていた。

3.1.3 補強材の土中引き抜き試験

補強材の引抜き抵抗特性を把握するために、当該補強土壁の盛土材を用いて補強土材の土中引き抜き試験を実施した。

図6に試験装置を示す。引き抜き試験装置は土槽、引き抜きのための加力装置(スクリージャッキ)から構成されており、土槽の上蓋に設置されたエアバックを用いて空気圧により上載圧を載荷することができる。土槽の内寸は横1000mm、奥行き600mm、高さ400mmである。土槽の壁面付近においては、壁面と地盤との摩擦により上載圧が十分に伝達されづらいため、壁面摩擦の影響を受けにくい領域において試験を実施するために、土槽内に鋼製のカバーを設置している。

引き抜き試験は次のような手順で行なった。引き抜き試験装置の土槽内において、所定の締め固め度 $D_c$ となるように仕上がり厚さを50mmで管理しながらタンパーで締め固めて地盤を作製した。地盤の作製中に、所定の位置に補

表2 盛土材の物理特性及び力学特性(事例2)

	試験結果	設計値(想定)
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.845	—
自然含水比 $w_n$ (%)	14.3	—
湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.3	19
内部摩擦角 $\phi_i$ (deg)	41.7	30
粘着力 $c_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	2.03	0
細粒分含有率 $F_c$ (%)	13.6	$F_c < 25$
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.961	—
最適含水比 $w_{opt}$ (%)	14.7	—

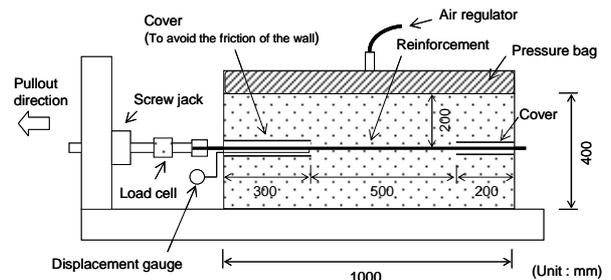


図6 補強材の土中引き抜き試験装置

強材およびカバーを設置し、補強材と加力装置を連結した。その後、土槽に上蓋を設置して所定の上載圧を載荷し、加力装置により補強材を引き抜いた。荷重計および変位計により補強材の引抜き荷重および引抜き変位を測定した。引抜きは変位制御で行い、載荷速度は1mm/minとした。大変位までの引抜き特性を把握するために、約300mmまで引き抜いた。締固め度Dcは90%とし、上載圧は30、60、120、180kN/m<sup>2</sup>の4ケースとした。

図7は引抜き荷重と引抜き変位の関係である。引抜き変位の増加に伴い引抜き荷重が増加し、30~40mm程度の変位で荷重がピークを示した。その後は、徐々に荷重が低下しほぼ一定値に収束する傾向にあった。

図8は拘束圧から換算した土被り厚さと見かけの摩擦係数の関係である。ここで、見かけの摩擦係数は引抜き荷重を上載圧と補強材の表面積で除した値であり、引き抜き荷重の最大値をピーク時、引き抜き変位量150mm時を残留時の値として表記した。見かけの摩擦係数は土被り厚さに対して一定ではなく、土被り厚さが小さいほど大きな値を示している。これは既往の試験結果<sup>3)</sup>と同様のものである。また黒の破線で示した設計値<sup>3)</sup>を上回る摩擦係数を得ている。残留時については、ばらつきはあるものの見かけの摩擦係数はピーク時の約半分に低下している。

### 3.1.4 ニューマーク法による地震応答解析

熊本地震による本補強土壁の地震応答を調べるために、ニューマーク法によるシミュレーション解析を実施した。

#### (1)解析の方法

解析は図9に示すように崩壊部（壁高H=8.25m）、著しいはらみ出しの認められた崩壊部近傍の残存部（H=7.50m）及び崩壊部から約50mの位置ではらみ出しが軽微であった残存部（H=3.75m）の3断面を対象とした。なお、設計図書を入手することができなかったことから、外形の測定の結果及び近隣の同年代の補強土壁の設計図書を基に復元設計を行った。

変形量の算定は円弧すべりを仮定したニューマーク法により行った。ニューマーク法は、すべり土塊が剛体で、すべり面における応力-ひずみ関係が剛塑性で仮定して地震時のすべり土塊の滑動変位量を計算する方法である。

円弧すべりの計算式は道路土工-盛土工指針<sup>9)</sup>に基づいて修正フェレニウス法とし、補強材の引抜き抵抗力を考慮した。盛土材の強度定数はピーク強度と残留強度の2つを設定した。ピーク強度の強度定数（ $\phi_{peak}$ ,  $c_{peak}$ ）には三軸圧縮（CD）試験の結果を用い、残留強度（ $\phi_{res}$ ,  $c_{res}$ ）には既往の研究<sup>10)</sup>を参考に次式のとおりとした。

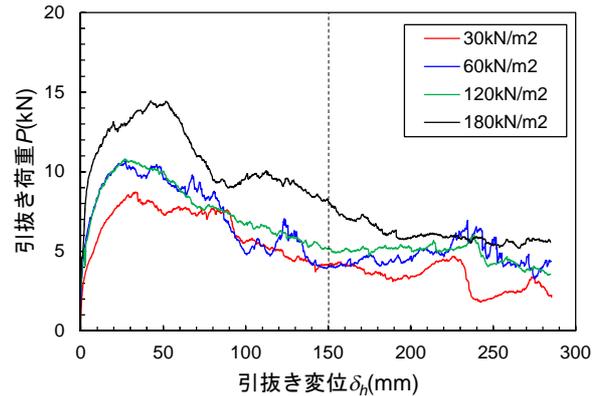


図7 引抜き荷重-引抜き変位関係

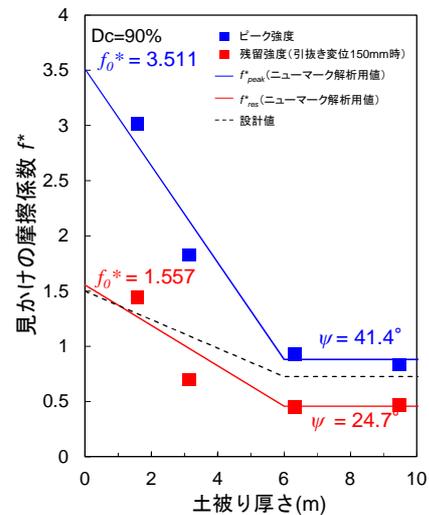


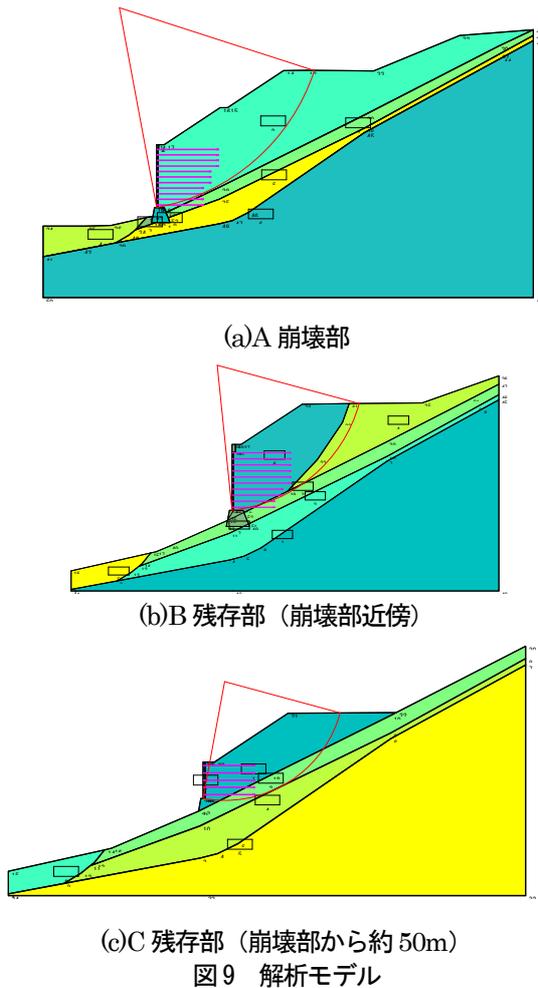
図8 土被り厚さと見かけの摩擦係数の関係

$$\tan(\phi_{res}) = 0.75 \tan(\phi_{peak}) \quad (1)$$

補強材の摩擦抵抗は、補強材の土中引抜き試験で得たピーク強度及び残留強度を拘束圧に対してそれぞれバイリニアでモデル化した摩擦係数を用いた。補強材の軸力の上限値は材料の破断強度とした。

入力地震動には本事例の位置から約2.4kmにある最寄りの強振動観測地点の観測記録を使用した。両者は熊本地震の本震時の推定震度<sup>11)</sup>が同一であり、工学的基盤（Vs=400m/s）から地表に至る最大速度の地盤増幅率<sup>12)</sup>も1.4~1.6程度と類似している。観測記録のEW及びNS方向成分を壁面と直交する方向に時間領域で座標変換した時刻歴波形を用いた。図10は入力地震動の時刻歴波形である。最大加速度は1252galであり、極めて大きな値となっている。

すべり円弧に対して、次式に示すすべり土塊の運動方程式を時間領域で数値積分することで、すべり円弧上を



すべる土塊の残留回転角を算出した。

$$-J\ddot{\theta} + M_{DW} + M_{Dkh} - M_{RW} - M_{Rkh} - M_{RC} - M_{RT} = 0 \quad (2)$$

$$\ddot{\theta} = (k_h - k_y)(M_{DK} - M_{RK})/J \quad (3)$$

ここに、 $\theta$  は回転角、 $J$  は慣性モーメント、 $k_h$  は水平震度、 $k_y$  は降伏震度、 $M_{DW}$  は自重による滑動モーメント、 $M_{RW}$  は自重による抵抗モーメント、 $M_{RC}$  は粘着力による抵抗モーメント、 $M_{RT}$  は補強材による抵抗モーメント、 $M_{DK}$  は地震慣性力の基準滑動モーメント、 $M_{RK}$  は地震抵抗力の基準抵抗モーメント、 $M_{Dkh}$  は地震慣性力による滑動モーメント ( $=K_h \cdot M_{DK}$ )、 $M_{Rkh}$  は地震慣性力による抵抗モーメント ( $=-K_h \cdot M_{RK}$ ) である。

ここで、降伏震度  $k_y$  は、安全率  $F_s = 1.0$  となるときにの水平震度  $k_h$  であり、次式により与えられる。

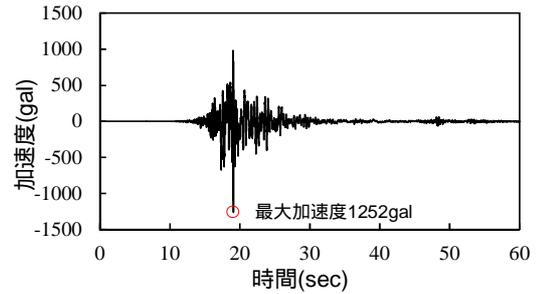


図10 入力地震動

$$k_y = \frac{M_{RW} + M_{RC} + M_{RT} - M_{DW}}{M_{DK} + M_{RK}} \quad (4)$$

数値積分は、ピーク強度又は残留強度において安全率が1となる水平震度が発生した時点から回転速度がゼロになるまでを積分範囲として行った。残留回転角にすべり円弧の半径  $R$  を乗じたものを残留変位量とし、補強土壁のつま先の残留変位量の水平成分を幾何学的に計算した。

表3に解析ケース一覧を示す。図9に示した3つの断面に対して、盛土材の強度低下の有無及び補強材の摩擦抵抗をパラメータとして計12ケースについて実施した。

(2)解析の結果

図9に臨界円弧の形状の例として、盛土材の強度低下を考慮し、補強材の摩擦係数に引抜き試験結果のピーク値  $f^*_{peak}$  を用いた場合について示す。全てのケースにおいて補強領域のつま先をとおり円弧となった。

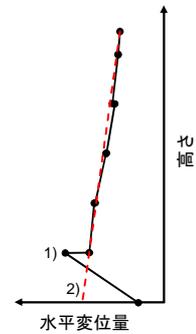
図11に残留変位の時刻歴の例として、CaseB-有-pの結果を示す。17~25秒程度の範囲で残留変位量が増加しており、その他のケースにおいても概ね同様の傾向であった。

図12に壁面の水平変位分布の例として、CaseB-有-pの結果を、実測値と比較して示す。ニューマーク法による解析では滑り土塊は剛体を仮定していることから、壁面の水平変位は線形の分布となる。実際には壁面材の下端部には重力式基礎との摩擦があり、壁面材間はヒンジに近い構造となっていることから最下段の壁面材は前傾が顕著となっているが、壁面の下端部を除くと解析値と実測値の変位分布は調和的である。したがって、本事例においては壁面の水平変位においてすべりによる変位が卓越しているものと考えられる。解析値により実際の挙動の傾向を再現できていると判断し、以後は補強領域のつま先の水平変位量で解析結果を議論する。

表3 解析ケース

	断面	壁高 (m)	壁面水平 変位(mm) <sup>※1</sup>	盛土材 強度低下	補強材 摩擦抵抗 <sup>※2</sup>
CaseA-有-r	A (崩壊部)	8.25	崩壊	有	$f_{res}^*$
CaseA-有-p				有	$f_{peak}^*$
CaseA-無-r				無	$f_{res}^*$
CaseA-無-p				無	$f_{peak}^*$
CaseB-有-r	B (残存部)	7.50	1)624 2)140	有	$f_{res}^*$
CaseB-有-p				有	$f_{peak}^*$
CaseB-無-r				無	$f_{res}^*$
CaseB-無-p				無	$f_{peak}^*$
CaseC-有-r	C (残存部)	3.75	1)71 2)113	有	$f_{res}^*$
CaseC-有-p				有	$f_{peak}^*$
CaseC-無-r				無	$f_{res}^*$
CaseC-無-p				無	$f_{peak}^*$

※1 下図のようにとった水平変位の実測値で、1)は最大値、2)は水平変位の高さ方向分布を線形で補間した場合の補強土壁下端での水平変位



※2  $f_{peak}^*$ : 補強材の土中引抜き試験で得た補強材の見かけの摩擦係数のピーク値  
 $f_{res}^*$ : 補強材の土中引抜き試験で得た補強材の見かけの摩擦係数の残留値

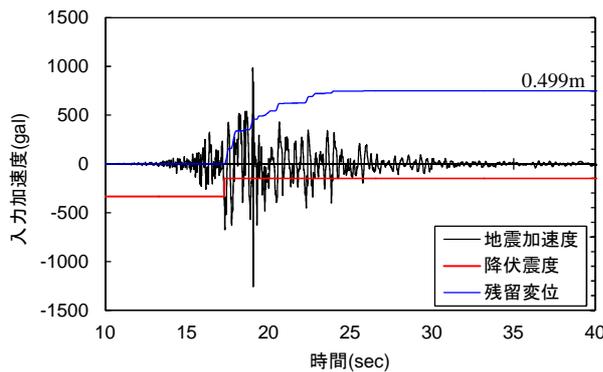


図11 残留変位量の時刻歴 (CaseB-有-p)

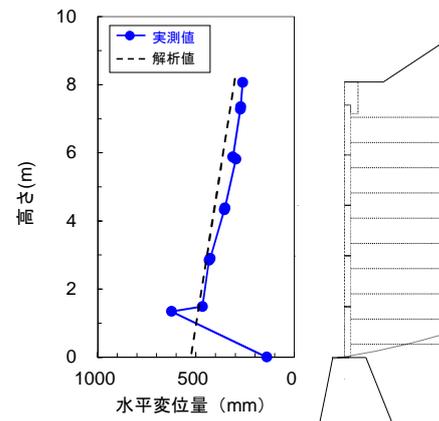


図12 壁面の水平変位分布 (CaseB-有-p)

図13に各ケースの補強領域つま先の水平変位量の残留値を実測値(B、C断面)と比較して示す。実測値については、水平変位の最大値及び滑動変位量を示した。最大値については、図12に示したように最下段とその上の壁面材の間を頂点に3角形の分布を示していたことから、最下段の壁面材の上端部の水平変位に滑動変位を加えた量が示されている。滑動変位については、重力式基礎天端の肩部から壁面材までの離隔の設計値を、変状のなかった箇所の400mmと仮定し、400mmから離隔の実測値を減じることで与えている。解析結果については盛土材の強度低下の有無及び補強材の摩擦抵抗(ピーク又は残留)の設定によって変位量が大きく異なるものの実測値は解析結果の範囲内にある。断面Cでは盛土材

の強度低下を考慮せず補強材の摩擦抵抗を残留強度 $f_{res}^*$ とした場合が実測値に最も近い値を示している。断面Bでは盛土材の強度低下を考慮し補強材の摩擦抵抗をピーク強度 $f_{peak}^*$ とした場合をやや上回っている。断面B及びCでは実測値と最も近い値を示す解析条件が異なっている。断面Bでは図4のように補強土壁から水が染み出していたことが確認されたが、断面Cでは水は確認されず、両者は水の条件が異なっている。本解析では水の影響は考慮していないことから、断面B及びCで実測値と最も近い値を示す解析条件が異なった可能性も考えられる。

断面Bの結果の傾向を断面Aの結果に単純に当てはめると、約1050mm(= (624/496) × 838)の水平変位

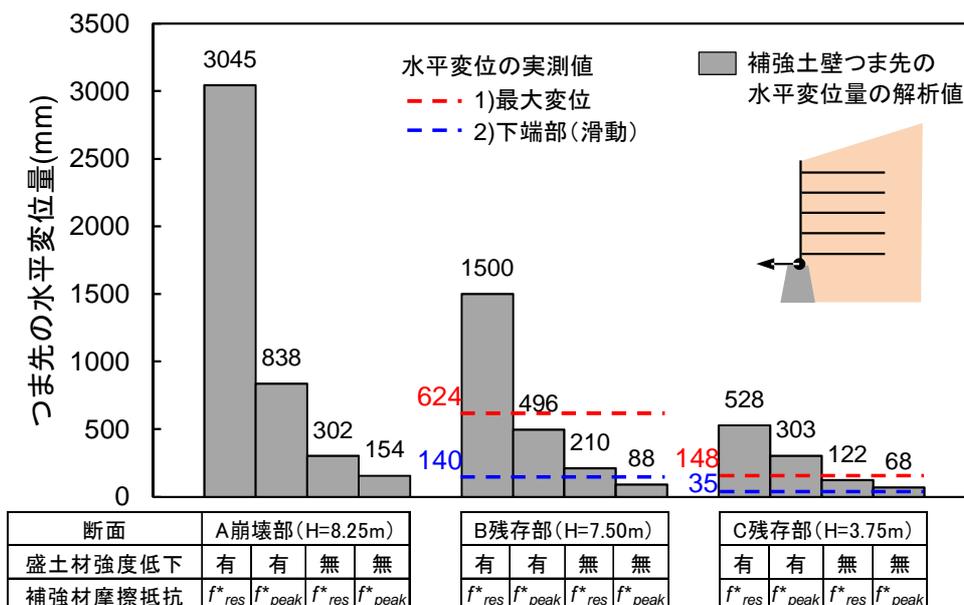


図13 補強領域のつま先の水平変位量

となり、この変位に至るまでに崩壊が発生したこととなる。ただし、すべりによる崩壊、前述の滑動による重力式基礎から滑り落ちたことによる崩壊のいずれかは、本報のような簡易な解析だけでは明らかにできないことからさらなる調査及び検討が必要である。

### 3.1.5 まとめ

崩壊箇所の近傍の残存部においては、水平変位 50cm 程度の著しい壁面のはらみ出しが認められた。一方で、盛土材のこぼれ出しは認められず、少なくとも 50cm という大変位が生じるような状態においても、壁面材及び目地材は盛土材のこぼれ出しを防ぐという機能を維持していた。

崩壊部近くの重力式基礎には水抜き孔が無く、補強土壁の下端部が湿潤しており、又、恒常的に水が供給されていたような痕跡が認められた。2004年新潟県中越地震で壁面に大きなはらみ出しの生じた補強土壁についても、補強領域内部が高含水状態となっていたことが報告されている<sup>13)</sup>。本事例においても、補強領域内部に水が浸入し、地震動による変状を助長した可能性がある。現行の設計・施工マニュアルでは、当該補強土壁が建設された当時と比較して、壁背面排水層、基盤排水層等を設置することが標準仕様となっていることから、水を要因とする変状に対して改善がなされている。

重力式基礎天端の肩部から壁面材までの間隔が崩壊部に近づくにつれて狭くなっており、地震動により補強土壁が前面側に滑動し、補強土壁が重力式基礎から滑り落ちた可能性は否定できない。重力式基礎から滑り落ちる

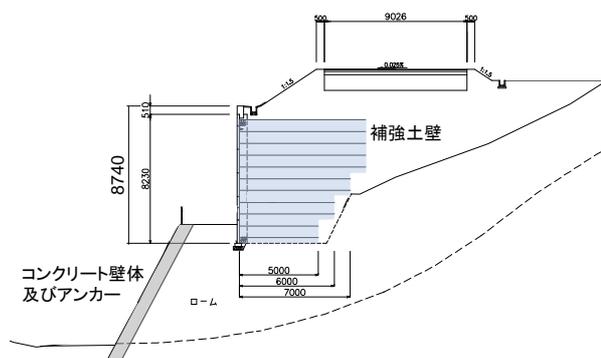


図14 横断面図(事例2)

ことは補強土壁の崩壊につながる容易に想像されることから、重力式基礎天端での滑動を抑制する対策を検討していくことも必要と考えられる。

ニューマーク法による解析の結果は、実測の壁面変位量と大きく異なる範囲で整合していた。一貫した盛土材及び補強材の摩擦係数の条件で実測値を説明することはできず、解析で考慮していない水の影響が変状を助長させた可能性がある。著しいはらみ出しの認められた崩壊部近傍の残存部の結果の傾向を崩壊部に単純に当てはめると、約 1050mm の残留水平変位となり、この変位に至るまでに崩壊が発生したこととなる。

## 3.2 事例2

### 3.2.1 変状の状況

図14に横断面図を示す。補強土壁の最高壁高は8.74mであり、補強土壁の下部には高さ約9.5mのコンクリート

製の壁体及びグラウンドアンカー（以下「アンカー」という。）が設置されている。なお、アンカーは頭部の異なる2種類が用いられており、最下段のアンカーは旧タイプアンカーが用いられていた。

延長約50mのうち約15mにわたり、図15のように路面に最大で約1mの段差が発生していた。段差が発生した範囲はコンクリート壁体が設置されていた範囲と概ね一致していた。

補強土壁は図16のようにその壁面が一様に約5°後傾していた。図17のように左右の隣り合う壁面材間で約15cmの目地開きが発生していた。裏込め材は顕著なこぼれだしには至っていなかったが、壁面材の裏側に設置された不織布の端部が現れて裏込め材が露出している。設計上の目地間隔は1cmであり、壁面材が面内方向に約14cm変位したこととなるが、変位の原因を明らかにするためにはさらなる調査が必要である。外観上は目地開きが発生した箇所を除いて、補強土壁の構造的な機能に影響するような顕著な変状は認められなかった。

図17にコンクリート壁体及びアンカーの正面展開写真及びコンクリート壁体前面の勾配の実測値を示す。コンクリート壁体には、主に最下段のアンカーのやや上側において曲げ圧縮破壊と考えられる損傷が生じていた。変状の無い箇所の勾配が1:0.5程度であったのに対し、コンクリート損傷部より上部は1:0.3～1:0.24程度に前傾していた。さらに、コンクリート損傷部では最大で約8cmの面外方向のずれが生じていた。コンクリート壁体が損傷していた範囲において1本のアンカーの破断が認められた。

### 3.2.2 盛土材の物理特性及び力学特性

補強土壁の盛土材の物理試験及び力学試験の結果を表4に示す。細粒分含有率が2.1%、内部摩擦角が40.4°であり、補強土壁に適した良質な盛土材が用いられていた。

### 3.2.3 臨界円弧に基づく幾何学的変位の検討

本事例では、補強土壁を含むすべりの発生が疑われることからすべりの位置を推定するために、変状の状況を踏まえた円弧すべり計算を実施した。計算の方法は修正フェレニウス法とした。盛土材及び基礎地盤の強度定数は表4のとおりとした。なお、基礎地盤の物性が不明なため、土質から強度定数を推定した<sup>14)</sup>。コンクリート壁体及びアンカーは設計条件が不明なため、コンクリート壁体は土として扱い、アンカーの抑止力は考慮していない。変状の形態を踏まえ、路面の段差の位置をとおりすべりとした場合及びコンクリート壁体の損傷位置をとおり



図15 路面の状況



図16 補強土壁の壁面の状況

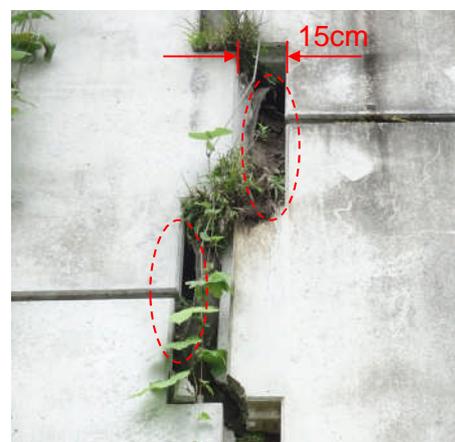


図17 目地開きの状況

表4 盛土材の物理特性及び力学特性（事例3）

	盛土材	基礎地盤 <sup>※1</sup>
土質分類	砂混じり礫	ローム
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.668	-
湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.3	14
内部摩擦角 $\phi_a$ (deg)	40.4	0
粘着力 $c_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	0	30
細粒分含有率 $F_c$ (%)	2.1	-

※1: 仮定値

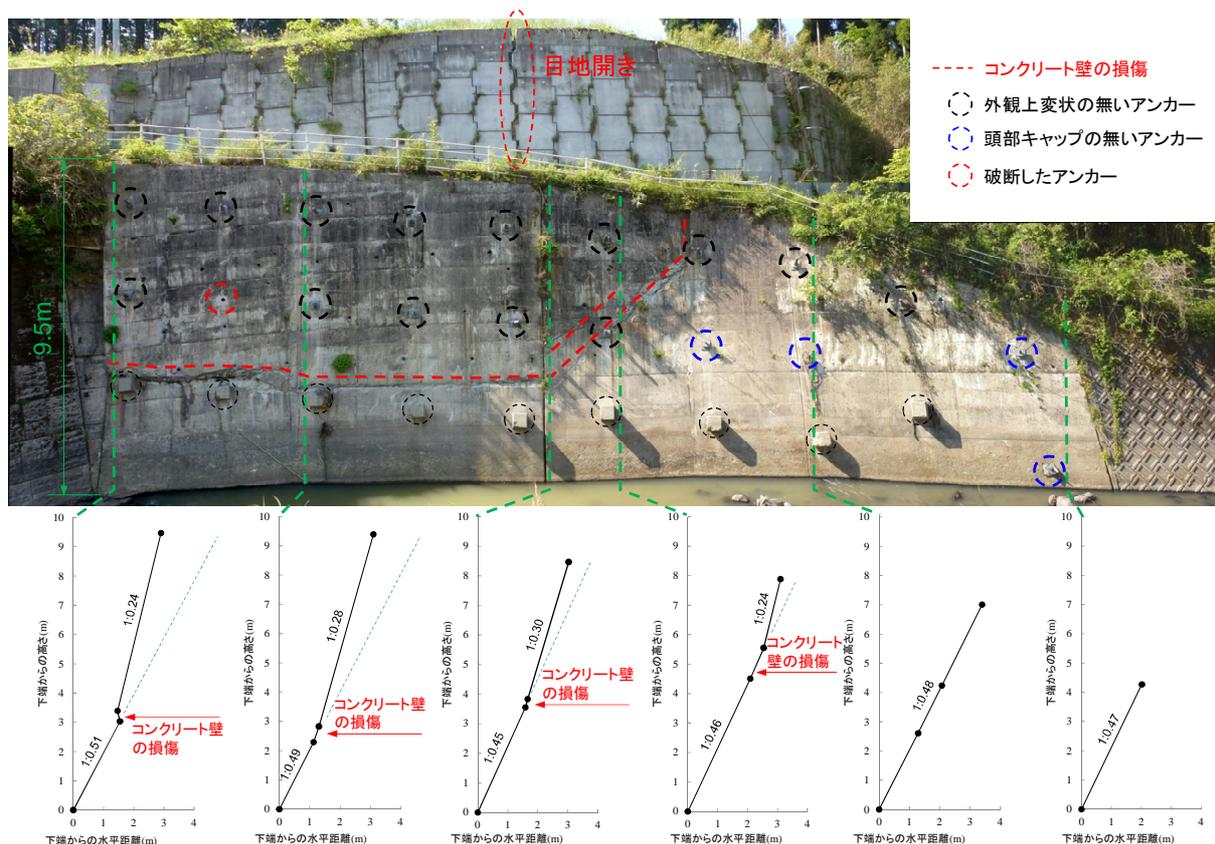


図17 コンクリート壁体及びアンカーの状況（上段：正面展開写真、下段：コンクリート壁体前面の勾配の実測値）

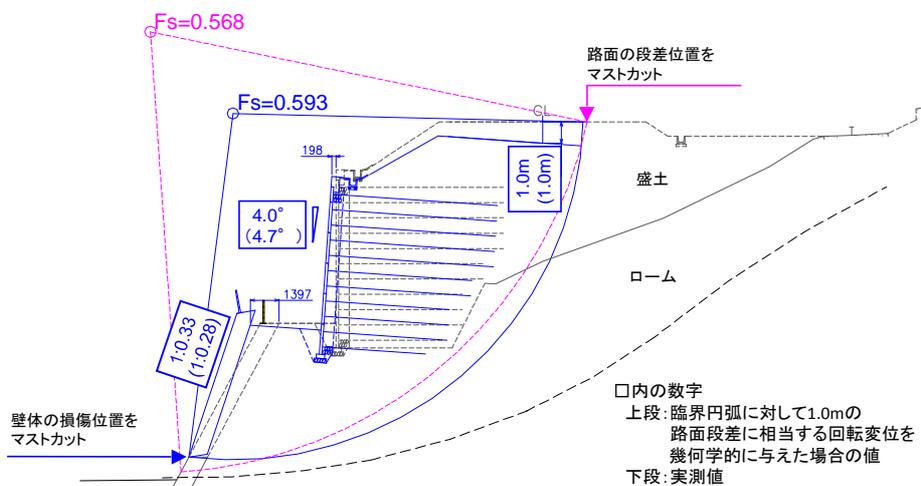


図18 臨界円弧と変位量の状況（コンクリート壁体及びアンカーは設計条件が不明なため、コンクリート壁体は土として扱い、アンカーの抑止力は考慮していない。）

るすべりとした場合の2通りについて臨界円弧を求めた。

図18に安定計算の結果を示す。路面の段差の位置をとるすべりとした場合及びコンクリート壁体の損傷位置をとるすべりとした場合のいずれも、円弧は補強土壁の下部をとおりその形状はほぼ同様である。なお、前述のとおりコンクリート壁体及びアンカーについては設計条件が不明なため計算に考慮していないことから、ここ

で示した安全率の絶対値については議論しない。

壁体の損傷位置をとるすべり円弧に対して、1.0mの路面段差に相当する回転変位を幾何学的に与えた（図中の青線）。なお、コンクリート壁体については前傾が卓越していたことから、回転変位により壁体の移動した面積補強土壁の壁面の勾配については、幾何学的に回転させた場合が4.0°に対して実測値は4.7°であり、同様に

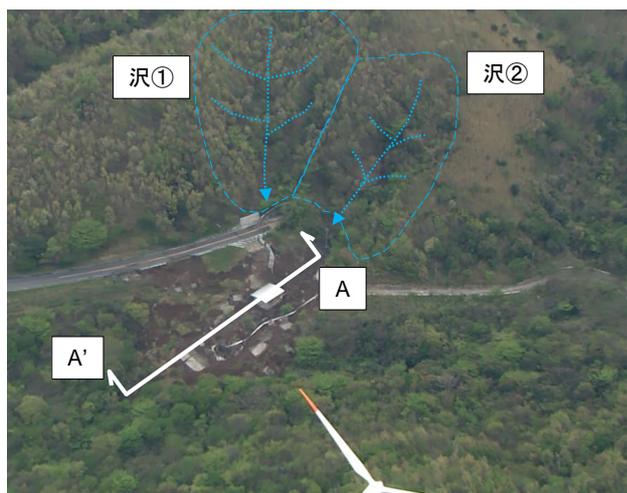


図19 崩壊の状況①

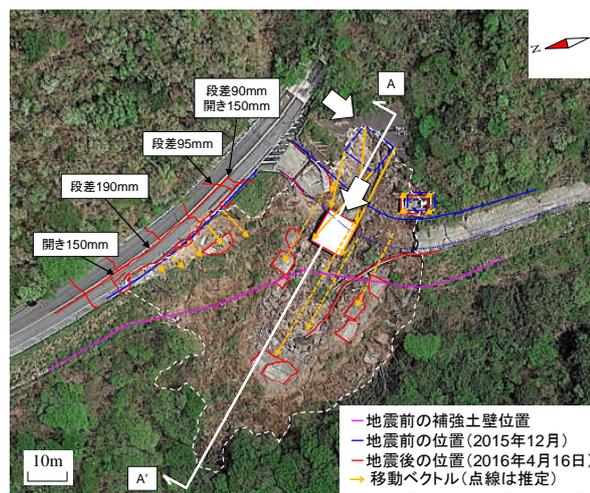


図20 崩壊の状況②

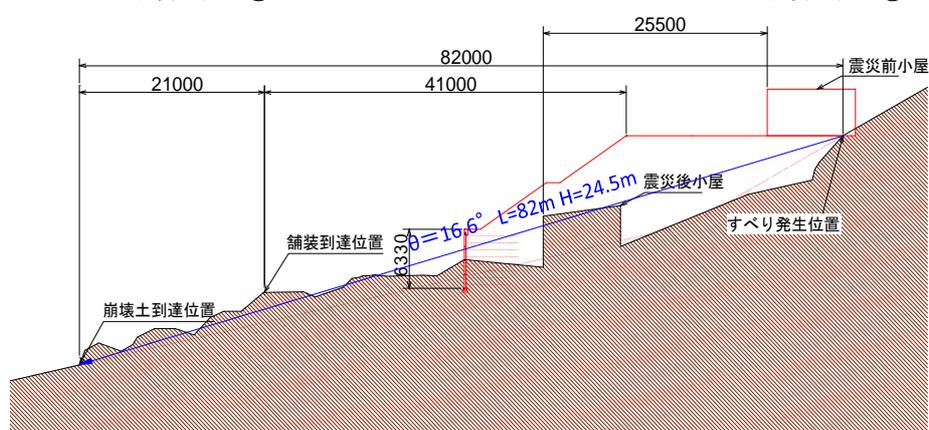


図21 A-A' 断面

コンクリート壁体は1:0.28に対して1:0.33と調和的である。従って、補強土壁の下を通るすべりが発生し、補強土壁がその形状を保ったまま後傾したものと考えられる。

### 3.2.4 まとめ

臨界円弧に基づいた幾何学的な変位は変状の状況と調和的であり、当該事例では補強土壁を含む基礎地盤のすべりが発生したと判断することができる。補強土壁自体は壁面にはらみ出し等はなくその形状を保持した状態であって、補強メカニズムが有効に保持されているものと考えられる。ただし、約15cmの目地開きが生じた箇所では不織布がずれてその端部が現れて裏込め材が露出していた。こぼれ出しが生じた事例を分析し、対策の要否やその手法について検討していく必要がある。

## 3.3 事例3

### 3.3.1 変状の状況

補強土壁は延長が約96m、最高壁高は7.5mであり、沢

を横断するように設置されている。このうち、最高壁高の箇所を含む延長約70mにわたり崩壊した(図19、20)。崩壊せずに残った部分の補強土壁には、壁面のはらみ出し等の変状は生じていない。また、崩壊部において、露出している部材を目視した範囲では補強材の破断は認められなかった。

崩壊の発生前後の航空写真を用いて、防護柵、舗装等の目標物とできるもの位置から移動ベクトルを判読し、図20に併記している。移動ベクトルは北西方向に向っており、この方向に崩壊が発生したと判断できる。

図21に図19及び図20に記載したA-A'断面、すなわち崩壊の方向の断面図を示す。崩壊到達距離が82m、見通し角が $16.6^\circ$ であった。崩壊の源頭部にあったトンネルの電気室が約25m、路面の舗装版が最低でも約41m移動していた。補強土壁を含む盛土部分の大きさ及び見通し角に対して、崩壊土砂の到達距離が長い傾向にある。

図22は平成28年7月19日に撮影した崩壊の源頭部の



図 22 崩壊源頭部の水の状況 (平成 28 年 7 月 19 日撮影)

状況である。撮影した 3 日前に 38mm の日降雨量 (アメダス南阿蘇) の降雨があったが、この降雨によるものと思われる水が図 19 に示した沢②より流入していた。崩壊の程度が著しかったため盛土の排水施設の状況を詳細に確認することはできなかったが、当該盛土は沢からの水の影響を受けやすい条件にあり、盛土内が滞水した状態で地震動を受けた結果として図 21 のように崩壊到達距離が長くなった可能性がある。なお、地震発生の日前には 103.5mm の日降雨量が記録されている。

### 3.3.2 盛土材の物理特性及び力学特性

崩壊土砂から採取した盛土材の物理試験及び力学試験の結果を表 5 に示す。内部摩擦角  $\phi'$  が  $35.0^\circ$ 、 $c'$  が 3.60 で設計値を超えているものの、細粒分含有率が 31.9% とやや高い値を示した。また、自然含水比も 55.6% と高く、水を含みやすい材料であると考えられる。

### 3.3.3 まとめ

本事例では、補強土壁を含む盛土の大きさ及び見通し角に比べて崩壊土砂の到達距離が長い傾向にあった。現地の排水施設の状況を詳細に確認することはできなかったが、崩壊の源頭部には沢からの水が流入するような条件にあった可能性があること、盛土材の土質試験の結果より水を含みやすい材料であったことも、崩壊土砂の到達距離が大きくなる結果として現れた可能性がある。なお、これらの結果だけでは崩壊のメカニズム及び要因を特定することは困難であるものの、補強土壁の耐力に対して大きな地震動の作用、水の存在及び排水性の良くない盛土材が変状に影響したことは否定できない。

## 3.4 推定される各事例の変状要因の整理

表 6 に、前述した 3 事例の変状に対して推定される主な変状要因を一覧として示す。変状要因の種類は、基礎地盤、水、盛土材及び部材 (目地) の 4 種類に分類され

表 5 盛土材の物理特性及び力学特性 (事例 3)

	試験結果	設計値
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.755	—
自然含水比 $w_n$ (%)	55.6	—
湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.3	19
内部摩擦角 $\phi'$ (deg)	35.0	30
粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	3.60	0
細粒分含有率 $F_c$ (%)	31.9	25
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.098	—
最適含水比 $w_{opt}$ (%)	48.5	—

た。

(1)については、滑り落ちが発生すると崩壊につながることから、重力式基礎の適用を控える、やむを得ず適用する場合には重力式基礎の天端に十分な離隔を確保する、又はせん断キーを設置するなどの対策を検討していくことも必要と考えられる。

(2)については、基礎地盤のすべりにより補強土壁がその形状を保ったまま変位する場合には、補強領域は一体であり補強土壁の変形に与える影響は小さいと考えられる。

(3)及び(4)については、地震動による補強土壁の変形を助長したと考えられるものである。変形ははらみ出しとして現れ、補強土壁の性能の観点からその影響の検証が必要である。

(5)については、地震動による補強土壁の変形を助長したと考えられるものである。補強土壁の性能の観点からその影響の検証が必要である。

(6)については、盛土材のこぼれ出しは補強土壁の補強メカニズムを消失させ、補強土壁の変形を助長するものであると考えられる。したがって、本事例以外にもこぼれ出しが生じた事例の分析をとおして、現行のこぼれ出し抑制のための構造の機能上の限界や補強土壁の平面的な形状や隣接構造物との位置関係を踏まえて、こぼれ出し抑制のための構造に求められる機能を整理していく必要がある。

## 4. まとめ

平成 28 年熊本地震で被害を受けた補強土壁に対して、マクロ的に被害の傾向を調べた。また、被害の規模が大きかった 3 事例について、変状の状況に応じた試験、シミュレーション解析等を実施して、変状メカニズム及び

表6 推定される各事例の変状要因

	事例1	事例2	事例3
基礎地盤 (基礎)	(1) 補強土壁の滑動により、補強土壁が重力式基礎から滑り落ちた可能性がある。	(2) 補強土壁を含む基礎地盤のすべりが発生した可能性が高い。	
水	(3) 補強土壁の下端部が湿潤しており、又、恒常的に水が供給されていたような痕跡が認められた。		(4) 崩壊の源頭部には沢からの水が流入するような条件にあった可能性がある。
盛土材			(5) 細粒分含有率が高く、水を含みやすい傾向にあった。
部材 (目地)		(6) 左右の隣り合う壁面材間の目地開きが生じた箇所、不織布がずれてその端部が現れて裏込め材が露出していた。	

変状要因を推定した。以下に、本報告の範囲で得られた知見を示す。

- 1) 地表面最大加速度、限界水平震度及び被害の程度を関連づけてマクロ的に分析した。被害中の事例は対象に含まれていなかったが、被害小の傾向は2004年新潟県中越地震での被害と概ね同様であった。
- 2) 一方で被害大に分類されるものが3事例あり、限界水平震度が0.10~0.16で他の事例と比べると小さな値の範囲にあるものの、1300gal程度の最大加速度が作用したと考えられる地点に立地し、周辺の道路構造物、自然斜面等には著しい被害が多発していた。
- 3) 事例1は、延長約40mにわたって崩壊しており、この近傍の残存部においては水平変位50cm程度の著しい壁面のはらみ出しが認められた。50cm程度のはらみ出しが生じた箇所では補強土壁の下端部が湿潤しており、又、恒常的に水が供給されていたような痕跡が認められたことから、水が変状に影響した可能性がある。ニューマーク法による地震応答解析の結果は、実測の壁面変位量と大きく異なる範囲で整合していた。
- 4) 事例2は、延長約15mにわたって路面に最大で約1mの段差が生じており、補強土壁の壁面は約5°後傾していた。安定計算上の臨界円弧に基づいた幾何学的な変位は、変状の状況と調和的であり、当該事例では補強土壁を含む基礎地盤のすべりが発生したと判断することができる。ただし、約15cmの目地開きが生じた箇所では不織布がずれてその端部が現れて

裏込め材が露出していた。

- 5) 事例3は、延長約70mにわたり崩壊していた。崩壊のメカニズム及び要因を特定することは困難であったものの、沢からの水の影響及び排水性の良くない盛土材が変状に影響したことは否定できない。
- 6) 3つの事例に対する変状の要因を補強土壁の変形の観点から整理した。

### 謝辞

本研究にあたり、日本テールアルメ協会、多数アンカー式補強土壁協会及びジオテキスタイル補強土工法普及委員会には被害事例の収集・分析に対して多大なるご協力を頂いた。熊本県阿蘇地域振興局には調査に協力いただきと共に多くの資料をご提供いただいた。ここに記して謝意を示す。

### 参考文献

- 1) 中島進、藪雅行、石原雅規、佐々木哲也：模型実験・地震被害事例の解析による道路土工構造物としての補強土壁の耐震性評価、土木技術資料、Vol. 54-9、pp. 38-41、2012. 9
- 2) 一般社団法人日本道路協会：道路土工—擁壁工指針、2012. 7
- 3) 一般社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回改訂版、2014. 8
- 4) 一般社団法人土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル 第4版、2014. 8
- 5) 一般社団法人土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第2回改訂版、2013. 12
- 6) 司宏俊、翠川三郎：断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大

## 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

- 加速度・最大速度の距離減衰式、日本建築学会構造系論文集、Vol.523、pp63-70、1999.9
- 7) 一般社団法人日本道路協会：道路土工構造物技術基準・同解説、2017.3
- 8) 国土交通省国土地理院ホームページ  
(<http://www.gsi.go.jp/common/000140781.pdf>)
- 9) 一般社団法人日本道路協会：道路土工—盛土工指針、2010.4
- 10) 佐伯宗大、大窪克己、浜崎智洋、北村佳則、稲垣太浩、濱野雅裕、龍岡文夫：高速道路盛土の大規模地震時の耐震性検討(その1)～盛土材のせん断強度の検討～、第39回地盤工学研究発表会、2004
- 11) 防災科学技術研究所ホームページ自然災害情報室  
2016/04/16 01:25 頃発生 震度分布 J-RISQ  
(<http://dil.bosai.go.jp/>)
- 12) 防災科学技術研究所 地震ハザードステーション J-SHIS Map (<http://www.i-shis.bosai.go.jp/>)
- 13) 北村佳則、長尾和之、松澤佳一、永倉秀典：強振動を受けたテールアルメの現地調査(第一次調査) —補強盛土内部の調査および健全性評価—、第40回地盤工学研究発表会、pp.981-982、2005.7
- 14) 東日本高速道路株式会社、中日本高速道路株式会社、西日本高速道路株式会社：設計要領第一集土工保全編・土工建設編、pp.1-52、2016.8
- 15) 一般社団法人土木研究センター：アダムウォール(補強土壁)工法設計・施工マニュアル、2014.9

### 7.1.7 土工構造物に関する研究（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，東 拓生，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、現状のカルバートの変状事例を対象に、変状とその要因について整理した。その結果、特に注意が必要となる進展可能性の高い変状として、継手部の変状で盛土の沈下や変形が要因となるもの、頂版のひびわれで上部道路の活荷重や偏土圧によるものが見られた。特に後者については、頂版のひびわれには複数の要因が絡んでいる可能性があり、他の要因で生じるひびわれとの区別が難しいため、そのメカニズムを明らかにして設計法に反映する必要性が確認された。

キーワード：カルバート，変状，頂版，継手

#### 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やその要因について現状を把握する必要がある。そこで、平成28年度は、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）」<sup>1)</sup>（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、不明な場合にはGoogle Earth上での判別、防災科学技術研究所のJ-SHIS<sup>2)</sup>（地震ハザードステーション）マップ上での確認により行った。

- 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) 補強土壁上の盛土に該当するか

- 13) カルバート出入り口の構造
- 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
- 22) 変状の要因

今年度対象とした変状事例は、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）<sup>3)</sup>に基づく定期点検結果から101事例の合計110事例である。定期点検結果<sup>4)</sup>の事例については、平成26年度および平成27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、点検調査上の情報量が極端に少ないものを除いたものである。（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、地方公共団体でそれぞれ、21/21、23/47、57/77で、平成26年度および27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27年度までの定期点検では判定区分Ⅳ（緊急措置段階）と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、今回対象とした110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85%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。

設計法 (図-1(b)) 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できなかったものが全体の3分の1程度あるが，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(例えば56)，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。

基礎形式 (図-1(c)) では，点検調書等から読取りや推定できたものは全体の4分の1程度であったが，その中の大部分が直接基礎であった。

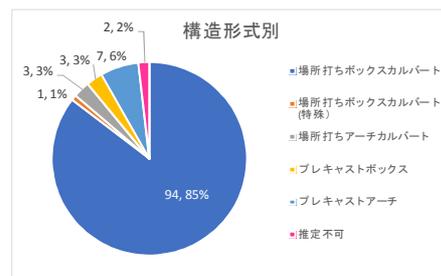
土かぶり (図-1(d)) は，「カルバート上面から路面までの高さ」として，「道路土工—カルバート工指針(平成21年度版)」<sup>7)</sup>でも定義され，カルバートの設計上重要な指標となる。今回対象とした範囲では最も多かったのが1m以上3m未満であったが，0.5mに満たないものから10m以上まで幅広く分布した。

斜角 (図-1(e)) 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，その際に坑口付近では，偏土圧の影響を受けることがある。全体のほぼ半分は斜角が90°であったが，それよりも小さな斜角のものも半分程度あり，45°に満たない小さなものも5%程度見られた。

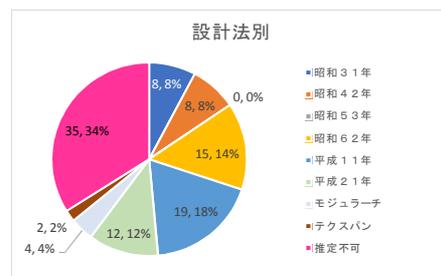
#### 4. 変状とその要因の傾向

今回対象とした範囲では，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。

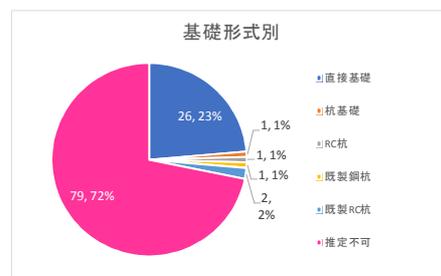
多く見られた変状を順に並べると表-1 のようになる。表-1 の件数および割合は，今回対象とした110のカルバートのうち，各変状が確認された件数および割合であり，1つのカルバートで複数の変状が同時に見られていることがほとんどである。頂版と側壁の両方にひびわれ



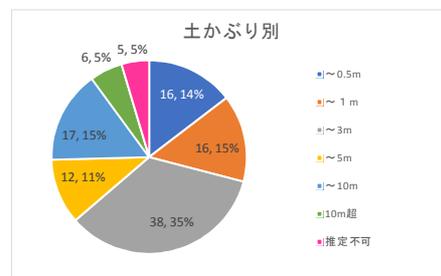
(a) 構造形式



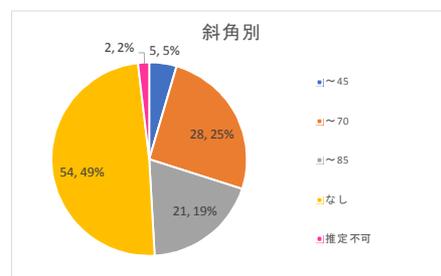
(b) 設計法



(c) 基礎形式



(d) 土かぶり



(e) 斜角

図-1 対象としたカルバートの各種諸元

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や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、今回対象とした110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：北海道、東北地方、北陸地方全県のほか、山梨県が該当
- ・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」<sup>8)</sup>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（温度応力ひびわれや乾燥収縮ひびわれ）、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

表-1 確認された変状形態と該当割合（多い順）

変状形態	該当件数（割合）
頂版のひびわれ	90 (81.8%)
側壁のひびわれ	76 (69.1%)
継手部材の劣化・破損	50 (45.5%)
頂版の剥離・鉄筋露出	47 (42.7%)
ウイングのひびわれ・剥離	47 (42.7%)
側壁漏水・遊離石灰	41 (37.3%)
頂版漏水・遊離石灰	40 (36.4%)
側壁の剥離・鉄筋露出	39 (35.5%)
錆汁	18 (16.4%)
内空道路の亀裂・段差	16 (14.5%)
カルバート内空への土砂の流入・水溜り	15 (13.6%)
継手部の開き・ずれ	13 (11.8%)
カルバートブロックの不同沈下	9 (8.2%)
上部道路の亀裂・段差	7 (6.4%)
カルバートブロック間の段差	6 (5.5%)
カルバートブロックの水平変位	3 (2.7%)
ウイング取付部の開き	3 (2.7%)
ウイングの水平変位	3 (2.7%)
頂版・側壁の傾斜	2 (1.8%)
ウイングの鉛直変位	1 (0.9%)

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）	54 (49.1%)
寒冷地	50 (45.5%)
傾斜地盤	38 (34.5%)
軟弱地盤	32 (29.1%)
集水地	28 (25.5%)
土かぶりが0.5m未満または10m超	12 (10.9%)
塩害の影響地域に該当	11 (10%)

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	104 (94.5%)
継手部材の経年劣化	42 (38.2%)
活荷重の影響	23 (20.9%)
偏土圧の影響	21 (19.1%)
基礎地盤沈下	20 (18.2%)
盛土の変形	19 (17.3%)
排水施設不良	13 (11.8%)
その他（土砂の堆積）	5 (4.5%)

ト打設不良と考えられる変状（打継ぎ目の不良）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
- ・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
- ・基礎地盤沈下：継手部を境とした頂版や内空道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
- ・盛土の変形：継手部の開きからカルバートブロックの変位が疑われるもの、継手部からの土砂の流入があり周辺盛土の変形が疑われるもの、上部道路面に亀裂や段差の見られたものなど
- ・排水施設不良：排水施設に破損や土砂の堆積等が見られたものや、導水工の破損が見られたもの
- ・その他（土砂の堆積）：カルバート内空への土砂の流入のうち、継手部以外から流入して堆積したもの

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、約半分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、変状につながったと考えられる事象のうち、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、活荷重や偏土圧の影響に該当するカルバートが多かった。

## 5. 各種変状

主に以下のような変状が見られた。

### 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については上部道路からの活荷重の影響、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た。その他、斜角の小さなカルバート、上部道路と直交していてもカルバート出入口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。

### 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。



(a) 活荷重によると考えられる軸方向ひびわれ

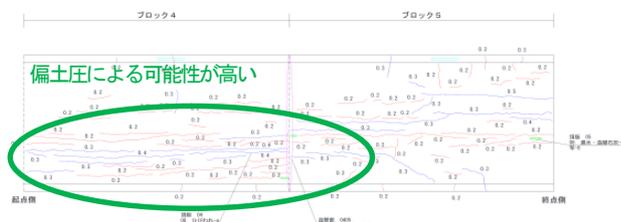


(b) 乾燥収縮によると考えられる不規則なひびわれ

写真-1 頂版のひびわれの例



(a) 活荷重と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



写真-2 側壁の鉛直方向ひびわれの例

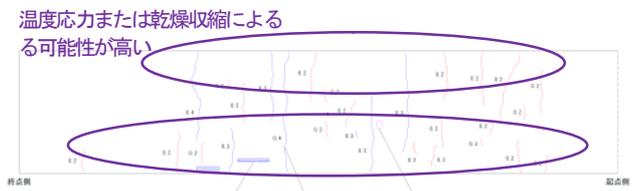


図-3 側壁のひびわれの例

### 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。



(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



(a) 継手部材の劣化と漏水



(b) 継手部からの土砂の流入



(c) 炭酸カルシウムが浮き出た例



(d) 頂版継手部の氷柱

写真-4 継手部からの水や土砂の流入の例

#### 5. 4 継手部の変状

ひびわれ以外では、継手部の変状が多く見られた。写真-4(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認さ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-4(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、点検調査上で「遊離石灰」と報告された事例も多かった(写真-4(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-4(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、上下や左右で幅の異なる継手部の開き、継手位置における内空道路面の亀裂や段差なども見られた(写真-5)。

これらの継手部の変状には、止水材の経年劣化によると考えられる場合と、止水材が外力を受けて破損したと考えられる場合があった。後者の外力としては、基礎地盤の沈下やカルバートブロックの不同沈下、盛土の変形に伴うカルバートブロックのずれなどが考えられた。外力を受けたことは、例えば、写真-5に示したような継手部の開きや段差、継手位置における内空道路面の亀裂や



(a) 継手部の両側での頂版の段差



(b) 継手部の開き



(c) 継手位置における内空道路路面の段差

写真-5 継手部の開きや段差の例

段差から推定された。

以上のように、経年劣化または外力により継手部材が破損し、そこから水や土砂の流入が進んで内空の機能やカルバート背面の盛土の状態に影響を及ぼしたり、氷柱の落下などにより第三者被害に至ることも想定されるので、継手部の変状は注意を要する変状の1つであるといえる。変状の要因の見極めと、土砂や水の流入などの進行について経過観察が必要である。

### 5.5 コンクリートのうき・剥離

頂版や側壁でコンクリートのうき・剥離や鉄筋露出、錆汁が生じて、第三者被害防止の観点から措置を要する状態が見られた。(写真-6(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に伴って生じていると考えられる。その他、遊離石灰も見られた(写真-6(c))。



(a) コンクリートのうき・剥離および鉄筋露出



(b) 錆汁



(c) 遊離石灰

写真-6 コンクリート自体の変状の例

### 5.6 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-7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。比較的新しい構造形式で事例が少ないが、今後注意すべき変状の1つになると考えられる。



写真-7 ヒンジ式アーチカルバート側壁のひびわれの例

## 6. 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について整理し、傾向を調べた。

その結果、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、半分程度はカルバートの設計・施工上注意を要する立地条件に建設されていることがわかった。

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、鉄筋露出、頂版や側壁のうき・剥離のように鉄筋かぶりの状態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や、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。

一方、頂版のひびわれでも上部道路の活荷重によると考えられるものや偏土圧によると考えられるもの、基礎地盤の沈下やカルバートブロックの不同沈下に起因すると考えられる継手部の変状など、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。

今回対象とした110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

たとえられたのは、それぞれ、45件(40.9%)、6件(5.5%)、59件(53.6%)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。特に、継手部の変状に関しては、継手部材の経年劣化のみの材料的要因のものから、外力を受けて継手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。

また、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。

さらに、比較的新しい構造形式で数は少ないが、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。

これらの注意を要すると考えられた変状については、発生メカニズム、発生や進展しやすい条件の組合せや程度について、今後詳細な検討を行いたい。

## 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)，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：シェッド・大型カルバート等定期点検要領，平成26年6月
- 4) 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](http://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/yobohozen_maint_index.html)
- 5) テクспан工法技術検討委員会：テクспан工法設計施工マニュアル(案)，平成10年12月
- 6) モジュラーチ工法協会：Modularch 技術マニュアル，平成20年7月
- 7) (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)，平成22年3月
- 8) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，平成24年3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 トンネルに関する研究（トンネルの合理的な更新技術に関する研究（2））

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：砂金伸治，石村利明，小出孝明，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、現状においては個別の変状に対して経験や実績等により対応するケースが多く、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、一方でトンネルの補修・補強工法の耐久性の向上や長時間の交通規制に伴う渋滞の発生等による社会的コストへの影響を最小限に抑えることなども求められている。平成 28 年度は、トンネルの補修・補強工に関する技術動向の調査、実験に基づく補強工の力学特性の把握、現状のトンネル補修材の耐久性について技術開発の状況の把握と室内試験項目の検討を行った。その結果、はく落対策に関する新たな分類の技術の適用や、炭素繊維シートのはく離抑制を施した補強工の耐荷力を把握した。トンネルの補修等への適用が考えられる新たな材料、工法についての知見を得るとともに、室内試験として、アルカリ浸漬前後の押し抜き試験を実施し、高アルカリ条件が材料に与える影響についての分析方法および樹脂とコンクリート面への接着に与える影響等を把握した。

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 月現在で箇所数 10200、総延長 4100km 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<sup>1)</sup>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<sup>2)</sup>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、現状においては個別の変状に対して経験や実績等により対応するケースが多く、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・補強工法の効果の持続性や

耐久性についても未解明な部分が多いのが実態であり、更新や補修・補強の施工時には、長時間の交通規制に伴う渋滞の発生等による社会的コストへの影響が極めて甚大となる。

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 28 年度は、トンネルの補修・補強工に関する技術動向の調査、実験に基づく補強工の力学特性の把握、現状のトンネル補修材の耐久性について技術開発の状況の把握と室内試験を行った。

#### 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 既往の補修・補強工法の整理と課題の把握

###### 2.1.1 既往の補修・補強工法

現在、一般的に用いられている主なトンネルの補修・補強工法は表-1 に示すとおりである。変状対策工は、各変状に対して各対策の区分（「外力」、「はく落防止」、「漏水」）、対策の分類に示す目的に応じてそれぞれ選定されるのが一般的である。

近年、従来から用いられてきた上記の対策工に加えて新たな変状対策工が用いられるようになった。そこで、

新技術情報提供システム (NETIS) に登録された技術の中からトンネル補修・補強工に適用している、もしくは適用可能な技術について調査を行った。

調査の結果から図-1 に示す 80 件の技術を抽出した。

図-1 より、外力対策工、漏水対策工は登録件数が比較的少なく、また従来から用いられてきた表-1 に示す分類に該当する技術であった。一方、はく落対策工は、登録件数が 57 件と多く、その中でもこれまでにない分類の技術として覆工表面の被覆を行う工法である被膜塗装工、改質材塗布工が登録されていることが分かった。被膜塗装工、改質材塗布工の概要を以下に示す。

①被膜塗装工

特殊樹脂を単独または繊維と併用してコンクリート表面に塗布して、コンクリート塊のはく落を防止する。樹脂単独であれば、繊維シート当て板工に比べて施工が容易であり、また、変形追従性も高く、監視を実施する上でも変状の進行性の確認が容易と考えられている。

②改質材塗布工

コンクリート表面に含浸材等を塗布することで、防水性の向上、表面保護等を図る工法である。施工性が良く、排気ガス・煤煙等による覆工の劣化の防止に対して効果があると考えられている。

ただし、覆工表面の被覆を行う上記 2 工法の適用性および課題として、覆工背面からの漏水等が被覆層背面に水分が滞留し、コンクリートの劣化を助長させる可能性

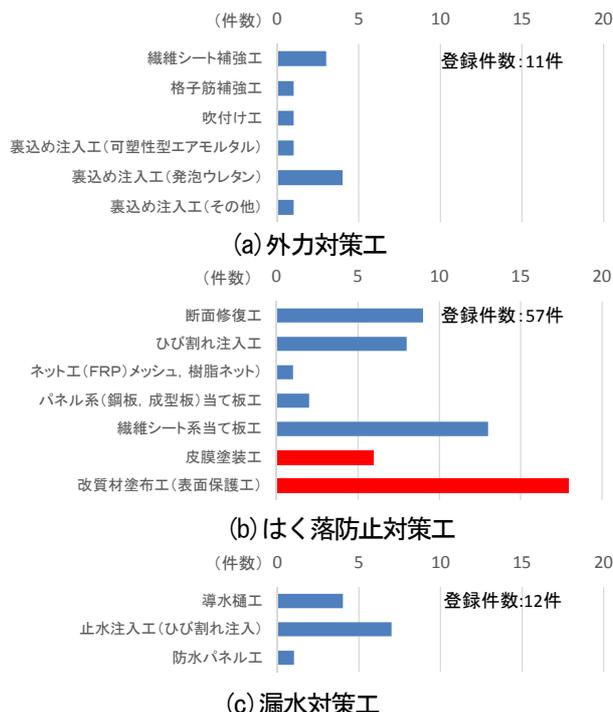


図-1 変状対策工の NETIS 登録件数

がある。特に寒冷地ではこれが凍結膨張をして被覆塗装膜をはく離させる可能性が高い。したがって、被覆層背面の水分の適切な処置を行うことが求められる。また、覆工の母材のコンクリートが劣化している場合には単に樹脂等を塗布しても劣化した覆工と樹脂が一体化してはく落する可能性があるため、被膜単独でどの程度のはく落塊を保持できるかの確認が必要であると考えられる。

2.1.2 補修・補強工の設計の考え方

トンネルの補修・補強工法の選定と設計手法については、変状が発生した要因の特定と、設計荷重の設定、補修・補強工の力学的特性を把握した上で実施する必要がある。一般に、対策の区分が「外力」に対しては補強工、それ以外に対しては補修工で対応することとなる。

補修工のはく落防止対策の設計の考え方は、一般的には式(1)により覆工コンクリート片のはく落対象範囲に相当するコンクリート重量 (Pc) が落下することを想定して、その重量を保持できる耐荷力 (Pa) を確保する。

$$Pc \leq Pa / \gamma \dots\dots(1)$$

ここで、 $\gamma$  は安全係数 (構造物の重要度等に応じた係数)

基本的なはく落対策工の設計の考え方は、単純であるが覆工コンクリート片のはく落対象範囲の設定をどのように設定するか、各はく落対策工の耐荷力をどのように算定するかが課題となる。

2.1.3 まとめと今後の課題

既往の補修・補強工に関する調査により、近年、新し

表-1 対策の区分と主なトンネルの変状対策工の種類<sup>4)</sup>

対策の区分		対策の種類	対策工の種類
外力	はく落防止		
○	○	はく離部の事前除去対策	はつり落とし工
	○	はく離除去後の処理対策	断面修復工
	○	覆工の一体性の回復対策	ひび割れ注入工
○	○	支保材による保持対策	金網・ネット工
			当て板工
			繊維シート系当て板工
			鋼アーチ支保工
○	△	覆工内面の補強対策	補強セントル工
			繊維シート補強工
			格子筋補強工
			成型版接着工
			鋼板接着工
			吹付け工
			場所打ち工
			プレキャスト工
			埋設型枠・モルタル充填工
			鋼材補強工
○	○	漏水対策	線状の漏水対策工
			面状の漏水対策工
			地下水位低下工
			導水樋工
○	△	凍結防止	断熱工
○	○	凍結防止	断熱材を適用した線状・面状の漏水対策工
			表面断熱処理工
○	○	覆工背面の空洞充填対策	裏込め注入工(可塑性型エアモルタル)
			裏込め注入工(発泡ウレタン)
			裏込め注入工(その他)
○	△	地山への支持対策	ロックボルト工
			ロックボルト工、アンカー工
○	○	地山改良対策	地山注入工薬液注入工
			薬液注入工
○	△	覆工改築対策	覆工改築工
			部分改築工、全面改築工
○	△	覆工改築対策	インバート工
			インバート新設または改築

い補修工法として被膜塗装工，改質材塗布工のこれまでにない分類の技術が登録されていることが分かった。

今後，これらの新しい工法のトンネルの補修・補強工としての適用性や課題等について確認することが必要である。また，補修・補強工の設計手法については，各工法で使用している材料の力学特性を考慮する必要がある。さらに，想定荷重の考え方について，トンネル変状に関する実態調査等を通じたはく離の大きさの把握とともに，補強工についてもひび割れの形態や発生位置，トンネルの変形状況等から設計に用いる想定荷重の大きさや方向等を適切に設定する方法の検討が課題であると考えられる。

## 2.2 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

本項では，覆工に外力が作用して変状したトンネルを想定し，炭素繊維シートによる補強を実施した場合の力学的特性を把握した。既往の研究により得られた補強工の基礎的な挙動<sup>5)</sup>を踏まえ，比較的大きなコンクリート塊の崩落の抑制が可能かどうかの検討する目的で，覆工コンクリート内面に炭素繊維シートを貼付後，炭素繊維シートと覆工表面とはく離を抑制するための鋼材（ここでは「はく離抑制治具」と称する）を所定の間隔で設置し，耐荷力や破壊形態に関して実験を実施した。

### 2.2.1 実験方法

実験は，写真-1，図-2に示すように外径9.7m，覆工厚さ30cmの実大規模の覆工コンクリートを模擬した供試体に対して荷重を行った。荷重は2段階で実施した。第1段階として，供試体に損傷を与える目的で徐々に荷重を増加させ，覆工が損傷し，荷重荷重が減少し始めた状態まで実施した（損傷荷重）。その後，一旦，荷重を除荷し，第2段階として，内面補強工の炭素繊維シート（表-2）を貼付した後，必要な養生を行った後に再び荷重を行い供試体が破壊するまで実施した（補強後荷重）。なお，補強後荷重時には，はく離抑制治具として55度～125度の10度ピッチに炭素繊維シートと供試体を固定するため，溝形鋼（100×50×5×7.5）を供試体の内面側と外面側に設置して上下両端部をM24の固定ボルトで連結した（写真-2）。

荷重は，半円形の覆工コンクリートを模擬した供試体の天端付近（80度～100度）に油圧ジャッキにより変位制御により荷重した。天端以外の油圧ジャッキは供試体が外側に変位した時に1断面あたり400kN/mm相当のバネ反力として作用するように制御を行った。計測は，

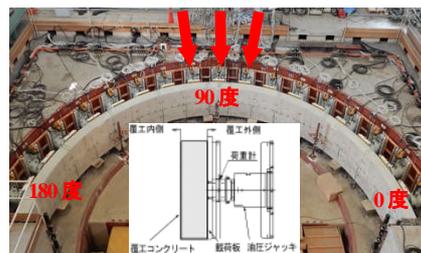


写真-1 覆工載荷実験の概要

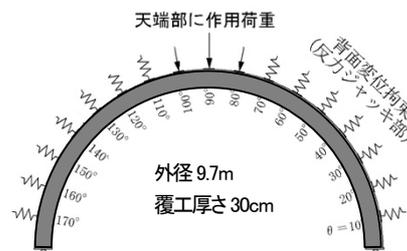


図-2 実物規模の覆工載荷実験

表-2 貼付した炭素繊維シートの仕様

材料種類	炭素目付 g/m <sup>2</sup>	引張強度 N/mm <sup>2</sup>	引張弾性率 N/mm <sup>2</sup>
規格値	300以上	3400以上	245±24
試験値	306	4341	259
プライマー※	エポキシ樹脂	コンクリート付着強度3.8N/mm <sup>2</sup>	
含浸接着樹脂※	エポキシ樹脂	曲げ強さ：72N/mm <sup>2</sup> 引張強さ：49N/mm <sup>2</sup> 引張せん断強さ：17N/mm <sup>2</sup>	

※JIS Z8703に準じた試験値

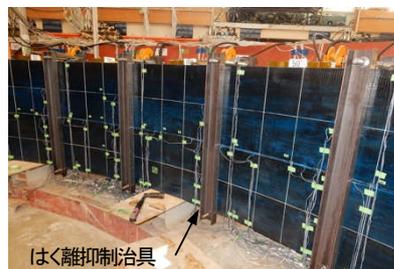


写真-2 はく離抑制治具

表-3 供試体の材料特性

	材令(日)	圧縮強度 $f_c$ N/mm <sup>2</sup>	弾性係数E GPa	ポアソン比 $\nu$
損傷荷重	42	25.37	19.31	0.152
補強後荷重	77	26.72	20.91	0.171

供試体に発生するひび割れの観察のほか，各荷重ステップの段階で供試体表面のひずみ，変位等を測定するとともに，補強荷重時には炭素繊維シートのうきやはく離状況の観察，はく離抑制治具に作用するボルト軸力を測定した。なお，実験に使用した供試体は，呼び強度18N/mm<sup>2</sup>，スランプ12cm，最大粗骨材寸法40mmのプレーンコンクリートで，試験実施日での供試体の材料特性は表-3に示すとおりである。

### 2.2.2 実験結果

損傷載荷試験時および補強後載荷時における覆工コンクリートの変位(天端部)と荷重の関係を図-3に示す。損傷載荷時では、載荷重が約400kN時に90度付近の内面側にひび割れが発生し、その後、載荷重の増加に伴って外面側65度、117.5度付近にひび割れが発生し、約1300kN時に60度、120度付近の内面側に周方向のひび割れが発生した。その後、載荷重約1700kN時に90度付近の上面妻部にコンクリートの圧壊が確認された。

最大荷重約2400kNで110度付近の内面側に圧壊が確認され、載荷重の低下が確認されたため、実験を終了して荷重を除荷した。変形モードとしては本実験条件がトンネル天端(90度)付近からの載荷であるため、90度付近の覆工外面側に圧縮ひずみが、覆工内面側に引張ひずみが発生し、載荷重の増加に伴い引張ひび割れの発生に伴い内面側90度付近、外面側110度付近で大きなひずみが発生した。

補強後載荷時では、載荷重が約830kN時に90度付近で炭素繊維シートの浮きが確認され、載荷重の増加に伴ってその周辺のシートのはく離が進展し、約2100kN前後でシートのはく離が発生した。その後、載荷重の増加とともに85度付近から115度付近でシートのはく離が進展し、荷重約2500kN後をピークに載荷重が上がりなくなり、天端部の累積変位が約50mmの時に急激に荷重が低下して終了した。なお、覆工コンクリートの破壊形態は、実験終了後の観察では円周方向の軸圧縮力が卓越して、覆工内面側110度付近から外面側100度付近に斜めにせん断破断面を伴って圧壊したと考えられる。

図から分かるように、補強後の最大荷重は、損傷載荷時とほぼ同程度であった。これより補強による効果は、損傷載荷後に無補強の状態再度載荷を実施した場合の耐力が損傷載荷時の約75%程度<sup>5)</sup>に比較して大きいものの、損傷前の耐力以上に耐力を増加させる効果は



写真-3 破壊時の状況 (炭素繊維シートあり)



写真-4 破壊時の状況 (無補強)<sup>5)</sup>

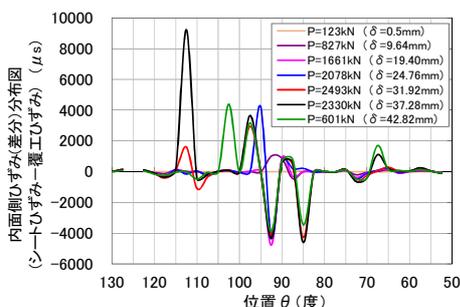


図-4 炭素繊維シート面と覆工表面のひずみ(差分)

期待できないことが分かる。ただし、実験終了後の観察では、110度付近において最大約50cm×25cm×8cmを含む合計約30kgのコンクリート片のはく離が確認されたものの、破壊時にコンクリート片が大きく脱落することは無かった(写真-3)。損傷載荷後に無補強で実施した破壊時の状況(約115度付近で約100cm×70cm×10cm)のコンクリート片がはく落して脱落(写真-4)と比較すると脱落規模が小さく抑えられている。これは炭素繊維シートがコンクリート片の脱落を防止したためであると考えられる。一方、本実験でははく離抑制治具をトンネル縦断方向に設置しており、はく離抑制治具がトンネル縦断方向に連続した状態で固定されていれば、比較的大きなコンクリートブロック塊の脱落の抑制に効果が期待できる可能性があると考えられる。この効果については今後十分な検証が必要である。

図-4に炭素繊維シート面と覆工表面のひずみ(差分)分布を示す。炭素繊維シートと覆工コンクリートが密着していれば、ほぼゼロとなるが、85度、95度および67.5度、95度～105度、110度～115度付近でそれぞれ圧縮側、引張側の両ひずみの差分が顕著に表れている。図-5に載荷途中と実験終了時に観測した覆工内面側の炭素繊維シートのはく離部分を示すが、ひずみの差分が生じている部分と一致した。

また、図-6にははく離防止治具のボルト軸力を示す。これよりボルトに軸力が作用するのは、はく離抑制治具周辺のシートがはく離するまでは変化はなく、最大荷重後に変化し始めることが分かった。また、今回の実験条件

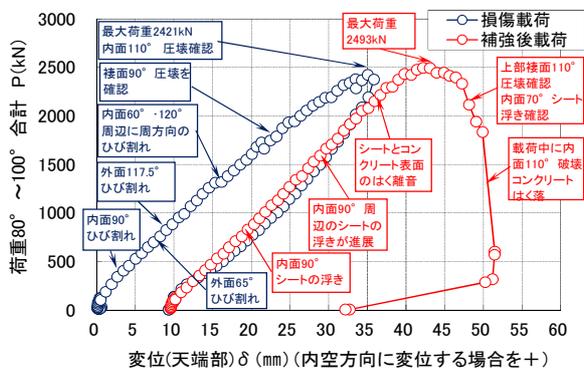


図-3 覆工コンクリートの変位と荷重の関係

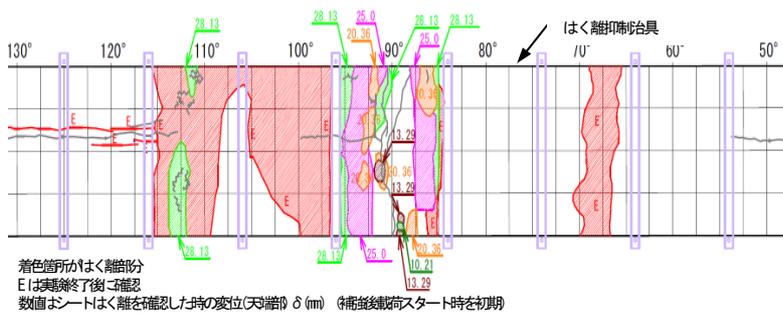


図-5 覆工内面側の炭素繊維シートのはく離部分

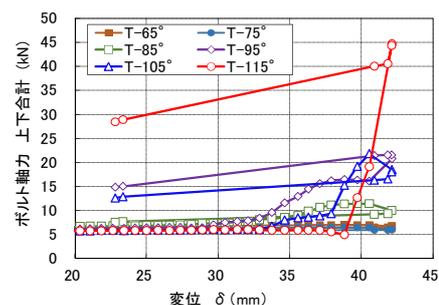


図-6 はく離抑制治具のボルト軸力

においては115度のボルトで最大45kNの引張力が作用した。

### 2.2.3 まとめと今後の課題

本実験により覆工コンクリート内面に炭素繊維シートを貼付後、炭素繊維シートと覆工表面とのはく離を抑制するための鋼材を所定の間隔で設置した場合の耐荷力、破壊形態を把握した。その結果、鋼材の設置は、損傷前の耐荷力以上に耐荷力を増加させる効果は期待できないが、破壊時にコンクリート片のはく離・脱落を抑制する効果はあると考えられた。なお、はく離抑制治具の構造、設置する方向等に対する効果を検証することが必要である。

今後は、実大規模の載荷実験や解析等により、他の補強工についての耐荷力等の力学特性を検証するとともに、補修工については押抜き試験等により、最大押し抜き耐荷力等の力学特性や最大荷重に至るまでの補修材のはく離進展状況等の把握を行っていく必要がある。

また、実態調査等を通じて補修・補強工の設計を行う際の想定荷重の考え方について検討を行い、補修・補強工に求められる性能を想定したうえで、補修・補強工の耐荷力等の力学特性等を適切に評価するための試験方法について検討を実施していく必要があると考える。

## 3. 施工性や点検に有利となる工法に関する事例の分析

### 3.1 要求性能の考え方

国土交通省が管理する全国の多種多様な環境にある道路トンネルでは、それぞれの現場ニーズも多岐にわたることが考えられる。例えば、交通量が多い主要国道では補修工事のために長時間の交通規制を行うことが困難なため、片側車線の規制のみで施工が可能な工法が実現すれば、サービスを中断することがないため、経済性を考慮した上で必要となる場合もあると考えられる。また、災害などによって早急な補修対策が必要な場合、応急的な耐久性を有する工法であっても短期間で補修が完了することを前提に必要とされることも考えられる。一方で、迂回路が確保でき、交通量が少ないトンネルでは交通規制を行っても十分な耐久性を保つ補修を実施したい場合も想定される。よって、様々な要求性能に対応するため、種々の構造物で施工されている工法、あるいは、異なる分野で開発され、実用化が期待できる技術についても幅広く情報収集し、新工法としてトンネルの補修工法や補強工法に応用することも検討する必要がある。

### 3.2 新工法に関する事例分析

トンネルのはく離防止工法に対し、これまでにない機能を付与し、耐久性や施工性を向上させる新工法として期待できる事例を調査した。現在道路トンネルで実用されている工法の発展形や、橋梁の維持管理で培われた工法をトンネル環境に最適化したもの、異分野から転用さ

表-4 トンネルのはく離防止に応用が期待される工法の例

分類	使用材料	概要	特徴
樹脂接着工法	エポキシ樹脂 アクリル樹脂 ウレタン樹脂 ポリウレア樹脂	繊維シートなどを用いず、樹脂のみでコンクリート表面を保護することで工程を短略化する工法。	簡易的な施工による小片はく離防止工として期待できる。施工方法は様々だが1工程で完結できる可能性がある。建築、鉄道橋などの実績あり。
省工程型 繊維樹脂 接着工法	UV硬化型樹脂 ジオポリマー 粘着剤付き多層シート 水性樹脂	多層構造の製品を用いたり、硬化の速い材料を用いて施工性を向上させる工法。	はく離防止工としての高い耐荷力と施工性の向上を両立させることが期待できる。橋梁で実績あり。
高耐久 ネット工法	FRPネット ポリエチレンフィルム	導水フィルムでFRPネットに水などが触れないため耐久性が向上する工法。	簡易導水目的のフィルムとして使用されている実績がある。フィルムを工夫することで高耐久性を付与する効果が期待できる。

れた技術などである。樹脂メーカーや施工会社からのヒアリングやカタログ、文献などの情報を元に、工法の分類、使用される材料の例、概要、特徴について表-4にまとめた。

#### 4. 補修・補強に使用する材料の耐久性に関する分析

##### 4.1 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、対症療法的に実施しているのが現状である<sup>6)</sup>。

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<sup>4)</sup>。

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-5)<sup>6)</sup>。

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)をベースとした高速道路会社等の試験である。

JSCE-K 533-2010<sup>7)</sup>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)鉄筋コンクリート中の鋼材が劣化外力を受けて腐食し、鋼材の腐食膨張圧によってコンクリート表面と鋼材の間にあるかぶりコンクリートが落下すること

をいう。よって、無筋構造物、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、多くのはく落防止工法では、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°C, 23°C, 50°C)を満たすような条件を規準条件として用いている。

表-5 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。

#### 4.2 耐久性試験の検討

##### 4.2.1 アルカリ耐久性と耐荷性能の検討例

こういった状況で、トンネル環境における長期耐久性についての評価試験を検討すべく、初年度にあたっては現状の耐久性試験と耐荷性能試験を組み合わせた実験を行うことから研究を開始した。

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ているため、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。鋼道路橋塗装防食便覧のコンクリート塗装材料の品質試験方法や高速道路会社のはく落防止の耐久性試験方法を参考に、高アルカリ浸漬

表-6 供試体に使用した材料の構成

記号	A	B	C	D	E
プライマー	エポキシ樹脂	エポキシ樹脂	エポキシ樹脂	エポキシ樹脂	変性アクリル樹脂
中塗り	エポキシ樹脂	エポキシ樹脂	エポキシ樹脂	エポキシ樹脂	変性アクリル樹脂
繊維	2軸ビニロン繊維	ラミネート	2軸ビニロン繊維	アラミドメッシュ	2軸ナイロンクロス
トップコート	ポリウレタン樹脂	-	ポリウレタン樹脂	アクリルウレタン樹脂	-

したはく落防止工に対し、JSCE-K 533-2010 に準じた押し抜き試験を実施し、高アルカリ浸漬を経た耐荷性能を把握した。押し抜きの際のコンクリート/樹脂・繊維のはく離の様子と接着界面の状態を比較するとともに、コンクリート界面の接着剤樹脂の赤外分光分析を行い、アルカリ水の浸入による化学構造の変化を解析し、今後収集を開始する既設のはく落防止工から得られる暴露サンプルとの比較材料として整理した。

#### 4.2.2 供試体に用いた材料

市販の代表的な繊維接着工法をトンネル用、橋梁用問わず5工法選定した。はく落防止工は橋梁用の工法が先行して開発されており、今後はトンネル用に応用展開されることが見込まれ、基本的な性能を広く検討するためである。材料の構成を表-6に示す。繊維とコンクリートを接合する接着剤の特長については以下のとおりである。プライマーや中塗りに用いられるエポキシ樹脂は接着性、機械的強度、耐薬品性に優れ、硬化収縮が小さく、硬化剤にアミン系硬化剤を用いる場合はアルカリ耐久性が高いためコンクリートの接着によく用いられる。同じくプライマーや中塗りに用いられる変性アクリル樹脂は接着性、耐候性、耐薬品性を向上させたアクリル樹脂で、低温でも施工性がよく、迅速に硬化するため工期短縮が期待できる。

次にシート、メッシュ、クロスとして使用されている繊維について述べる。ビニロン繊維はアルカリへの耐性と耐候性も高く、コストが安いコンクリート補強用に用いられている。ナイロン繊維は強靱なアミド結合を有する合成高分子からなり、耐久性、耐候性、耐薬品性に優れ多分野で使用されている。アラミド繊維はナイロン同様にアミド結合を有し、脂肪族高分子であるナイロンよりもさらに強固な芳香族主鎖を有する。耐候性、耐薬品性にも優れる高機能繊維である。

また、トップコートとして用いられているウレタン、アクリルウレタン樹脂はどちらもポリオールとイソシアネートの反応で硬化するウレタン結合をもつ樹脂である。耐候性、耐薬品性に優れており、柔らかい材質のため変状が生じた時に追従して塗膜表面にひび割れが生じにくい特長をもつ。

#### 4.2.3 供試体作製

調査を行った供試体諸元及び数量は表-7に示すとおりである。供試体は「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し抜き試験方法(案)JSCE-K 533-2010」に準じて施工した。試験体用基板には、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市販の供試体を用いた。5種類の供試体それぞれ6体ずつ、計30体を作製し、うち3体1セットで5種類15体を気相で30日養生し、残り3体1セット5種類15体はJIS K 6848-1の4.(試験の一般条件)に示す状態で、密閉容器中で水酸化カルシウム飽和溶液(JIS K 8575に規定する水酸化カルシウム(試薬)を用いる)に水浸させ、30日間保持した。供試体は実際の環境でのアルカリ水浸入を想定し、はく落防止工を上向きに容器に入れ、コンクリートの高さの半分まで水酸化カルシウム飽和水溶液で満たした半浸水の状態を保った。

表-7 供試体数量一覧

	気中養生	アルカリ浸漬	耐荷力試験
数量	15 体	15 体	30 体

#### 4.2.4 押し抜き試験方法

JSCE-K 533-2010 に準じて実施した。供試体をスパン450±5 mm にて支点上にセットし、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-7)。載荷はまず1 mm/min の速度でコア部のコンクリー



図-7 押し抜き試験の様子

表-8 気相30日保持後の押し抜き試験の結果

工法	A			B			C			D			E		
最大荷重(kN)	2.56	2.77	3.00	2.56	2.54	2.77	2.06	2.19	2.08	6.70	5.89	8.34	4.40	4.26	4.62
最大荷重時変位(mm)	27.8	42.6	47.5	20.8	22.2	14.4	25.1	27.9	37.1	15.5	11.1	11.3	67.8	69.1	72.4

表-9 アルカリ浸漬30日保持後の押し抜き試験の結果

工法	A			B			C			D			E		
最大荷重(kN)	2.50	2.56	2.67	2.41	2.90	2.69	2.74	1.73	1.97	6.25	7.62	6.25	3.01	2.92	3.48
最大荷重時変位(mm)	47.2	29.9	46.1	27.3	28.2	33.8	45.4	46.1	26.1	19.7	28.6	17.5	60	56.4	65.1

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, 30 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するとともに、写真記録をした。最大変位についても記録し、はく離防止工の特長として整理した。押し抜き試験後の供試体について、はく離した部分を切り抜き、コンクリートとはく離防止工の接着界面の様子を観察した。

#### 4.2.5 耐荷力の評価方法

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(図-8)。荷重-変位曲線より、変位が10 mm 以上における最大荷重をそれぞれ求めた。

#### 4.2.6 赤外分光分析

赤外分光分析は、有機化合物の中の炭素同士や、炭素-酸素、炭素-水素などの化学結合の様々な振動による光の吸収が、赤外領域に現れることを利用した化学分析手法である。試料の赤外線(波数 600-4000  $\text{cm}^{-1}$ 程度)吸収スペクトルから、樹脂の種類や劣化の有無に関する情報が得られる<sup>8)</sup>。今回は、押し抜き試験後のコンクリート近傍の接着剤樹脂をサンプルに赤外分光分析を行い、アルカリ浸漬による接着剤樹脂の化学構造の変化について調べた。接着剤の表面や内部へのアルカリの浸入を計測するために減衰全反射(ATR)法を用いた。ATR法は球状のダイヤモンドやゲルマニウム製のクリスタルを試料と接触させ、クリスタル内部を通る赤外線をクリスタルと試料の界面で全反射させた時の反射スペクトルを測定する方法であり、対象表面の微小領域を非破壊で分析することができる。

### 4. 3 結果と考察

#### 4.3.1 押し抜き試験結果と目視観察

5工法の押し抜き試験結果を表-8と表-9に示す。また、得られた最大荷重と最大荷重時変位について、工法ごとに平均値を算出し、グラフ化したものが図-9になる。高速道路会社の規定では10 mm 以上の変位において1.5 kN 以上の押し抜き性能が求められている。今回の30体

の供試体の押し抜き試験結果では、すべての工法でアルカリ浸漬後もこの条件を満たした。異なる工法間では選択する材料によってははく離防止の方針が異なる。例えば、硬い材料を用いて、耐荷力を高める工法もあれば、軟らかい材料を用いて、必要な耐荷力を保ちながらはく離を目立たせる、などである。樹脂と繊維材料の特性を組み合わせ、各社で想定したはく離変位に対応できる工法を提案している。そのため、今回押し抜き試験で得られた最大荷重と最大荷重時変位も様々な値となっている。

同じ工法の最大荷重と最大荷重時変位の数値に気相保持とアルカリ浸漬の2つの条件でどのような違いがあるかを調べたところ、アルカリ浸漬によって最大荷重時変位は増大、最大荷重は低下する傾向にあった。一部の工法では、はく離面積が増大したり(B)、最大荷重時変位

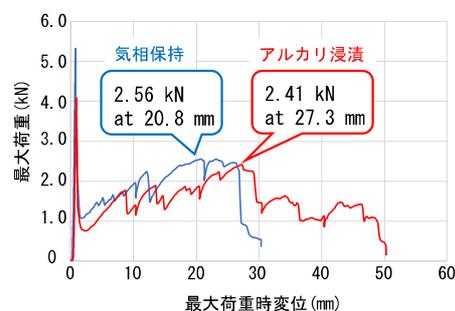


図-8 最大荷重と最大荷重時変位の関係の例(B)

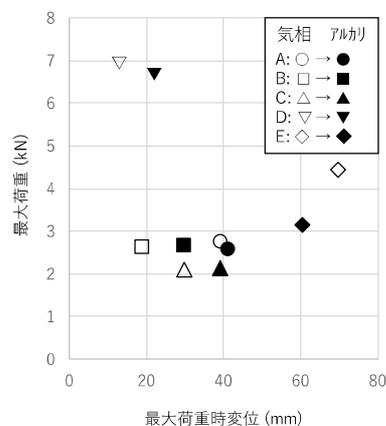


図-9 最大荷重(平均値)と最大荷重時変位(平均値)の関係

が低下し、最大荷重の低下が比較的大きい工法(E)も確認された。押し抜き試験前はどちらの条件においても外観に大きな違いはなかったが、押し抜き試験をしてみると、アルカリ浸漬の影響でトップコートがもろくなり、はがれやすくなっているものもあった(C)。押し抜き試験後に供試体のはく落防止工とコンクリートの界面を観察した。最大荷重変位とはく離面積が増大したBについて、アル

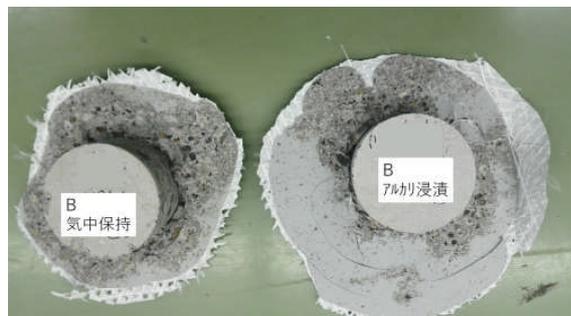


図-10 押し抜き試験後のコアの例(B)

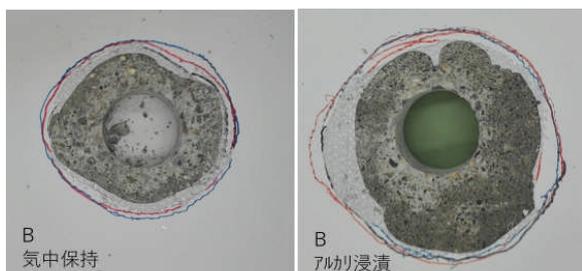


図-11 押し抜き試験後の供試体の例(B)

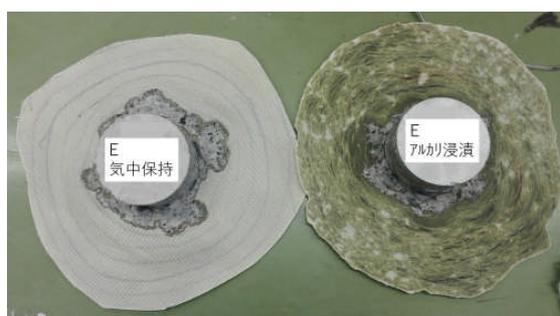


図-12 押し抜き試験後のコアの例(E)



図-13 押し抜き試験後の供試体の例(E)

カリ浸漬によって増大したはく離面積は、樹脂とコンクリート界面の層間をはく離部であるように観察された(図-10, 11)。最大荷重が低下した E においては、はく離した面積はほぼ同等であったが、界面の状態に違いが見られた。気相保持条件ではコンクリートには、はく離した面積はほぼ同等であったが、界面の状態に違いが見られた。気相保持条件ではコンクリート表面に樹脂が残ったまま、繊維と樹脂の間で層間剥離が生じていたが、アルカリ浸漬条件では逆に樹脂は繊維と接着された状態でコンクリートと樹脂で凝集破壊と層間剥離が生じていた(図-12, 13)。押し抜き試験の様子からはく落防止工にはコアの縁から  $90^\circ$  以上の角度で引き剥がされるような力がかかっていると考えられる。

#### 4.3.2 赤外分光分析結果

コンクリートを伝ったアルカリ水によってコンクリートと繊維を接着する樹脂に劣化が生じると、まず、コンクリートと樹脂の接着力、はく離強さが低下すると考えられるため、5 工法のコンクリートと接する樹脂部の赤外分光分析を実施した。有機材料の劣化に対する赤外分光分析は、様々な材料に対して行われてきているが、置かれる環境によって劣化因子やメカニズムが異なり、促進試験の条件設定は暴露試験サンプルとの照合と関連の考察が必須である。今回は飽和酸化カルシウム水溶液への半浸水 30 日によって樹脂の赤外分光スペクトルにどのような変化が起こるかを把握した。

プライマーと中塗りでエポキシ樹脂を用いている B 等はアルカリ浸漬による赤外スペクトルの明確な変化はなかった。コンクリート用のアミン硬化型エポキシ樹脂は過酸化合物硬化型エポキシとは異なり、加水分解が生じやすい置換基を持たずアルカリ耐性が高いことが知られており、アルカリ浸漬によって  $1505\text{ cm}^{-1}$  のアミド結合由来のピークの変化や、新たなピークの発生などは見られなかった(図-14)。

一方、プライマーと中塗りで変性アクリル樹脂を用いている E は多数のエステル結合を有すると考えられるため<sup>9)</sup>、カルボニル基由来の  $1723\text{ cm}^{-1}$  がシャープに変化していく他、 $-C-O-C-$  の伸縮振動に対応する  $1154\text{ cm}^{-1}$ 、 $1272\text{ cm}^{-1}$ 、同様に  $-C-O-$  の伸縮振動に対応する  $1095\text{ cm}^{-1}$ 、あるいは  $C-H$  変角振動などに対応すると考えられる  $1417\text{ cm}^{-1}$  や  $875\text{ cm}^{-1}$ 、 $695\text{ cm}^{-1}$  などが現れ、逆に  $C-C$  の骨格振動が現れる  $765\text{ cm}^{-1}$  は吸光度が減少するなど化学構造に変化が生じていることが示された(図-15)。計測サンプルは、図-15 左上図に示すような繊維と樹脂が接合した状態であるため、深さ方向に樹脂を切り出して

ATR法で分光計測を試みた。コンクリートと接触していた面を(1)、表面を削って得られた面(2)、最外層の(3)と気相のサンプルを比較した。アルカリが侵入するコンクリート表面に近い方から樹脂の表面、気相で保持したサンプルへとスペクトルの変化に傾向が現れていることが示された。得られたスペクトルの吸光度について、アルカリ浸漬に影響された変化が大きいピークと変化が少ない、あるいは減少するピークの比をとることで劣化評価のための指標としていく。現場で経年劣化した実際のサンプルと比較することで、室内試験と暴露試験の結果の相関関係を探索する計画である。また、今後はコンクリート-樹脂-繊維-樹脂に渡って、断面の顕微赤外分光分析による分布や、EPMAなどを用いたアルカリの浸透度、元素分析熱分析などを組み合わせた化学分析を更に検討する必要がある。

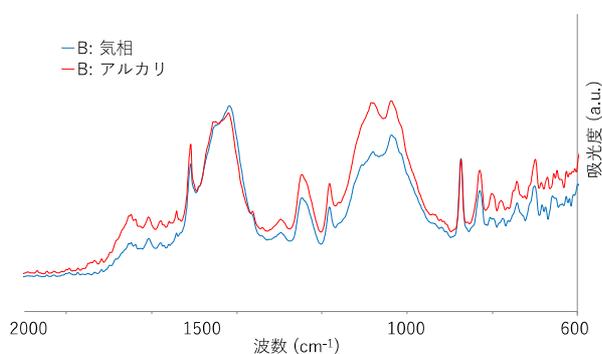


図-14 赤外分光スペクトルの一例(B)

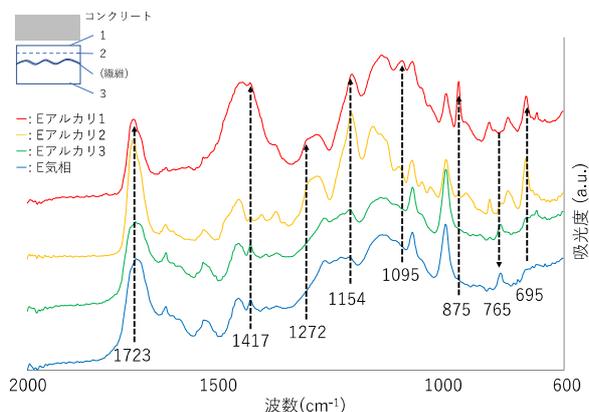


図-15 赤外分光スペクトルの一例(E)

#### 4. 3 今後の研究計画

今回のアルカリ浸漬条件は高速道路会社のはく落防止の耐久性試験方法 425-2004(以下、試験法 425)ならびに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を参考に設定した耐アルカリ性試験であるが、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おり、アルカリ浸漬後の押し抜き性能は要求していない。ただし、試験法 425 では同じ高アルカリ環境で $-30^{\circ}\text{C}$ 、 $20^{\circ}\text{C}$ 、 $60^{\circ}\text{C}$ の温度変化を繰り返し与えるため、耐久性の条件としては更に厳しい条件を要求していることになる。トンネル環境ではアルカリ水に長時間晒されると仮定すれば、長期耐久性を測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は必要となってくると思われるが、どの程度厳しいアルカリ条件を課すかは、実環境 pH の統計データや暴露サンプルの劣化状況を確認することが必要となると考えられる。また、U 形のふたを用いた供試体は 30 kg を超える質量があり、耐久性試験のための環境条件を変化させるための室内試験の取り扱いが容易とは言えない。現状の付着試験は小型の試験体で試験者による結果のばらつきが少ないために採用されていると推察する。現実には生じるはく落防止工の条件の再現と室内試験としての取り扱いやすさも工法の評価試験項目を設定する上で重要であることも留意する必要がある。

#### 5. まとめ

平成 28 年度に得られた成果は以下のとおりであった。

- 既往の補修・補強工に関する調査により、近年、新しい補修工法として被膜塗装工、改質材塗布工に分類される技術があることが分かった。
- 実大規模の覆工コンクリートの載荷実験により、覆工内面に炭素繊維シートを貼付後、炭素繊維シートと覆工表面とのはく離を抑制するための鋼材を所定の間隔で設置した場合の補強効果は、損傷前の耐荷力以上に耐荷力を増加させる効果は期待できないが、破壊時にコンクリート片のはく離・脱落を抑制する効果はあることが分かった。
- 技術開発の調査と文献からトンネルのはく落防止工法の現状についてまとめた結果、評価方法も含め、別の構造物のはく落防止工法を参考としているものが多かった。また、はく落防止工法に対して長期耐久性を検討する試験方法は未確立であった。
- トンネルのはく落防止工法に期待できる技術、材料について調査したところ、施工期間の短縮や、応急的な補修材料として実用化が期待できる新技術が見出された。
- はく落防止工法とコンクリート供試体の詳細な観察と接着剤樹脂の赤外分光法によって、一部の樹脂はアルカリの影響で劣化が生じることが示唆された。

## 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，平成26年6月
- 2) 国土交通省道路局国道・防災課：道路トンネル定期点検要領，平成26年6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](http://www.mlit.go.jp/policy/shingikai/road01_sg_000312.html)(参照日2017年6月)
- 4) (公社)日本道路協会：道路トンネル維持管理便覧【本体工編】，p.246，平成27年6月
- 5) 真下英人，石村利明，箱石安彦：変状トンネルの内面補強工の耐荷力に関する研究報告書，土木研究所資料第4005号，2006年3月
- 6) 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，51，14-17，2006
- 7) 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)，68，1-8，2012
- 8) 泉美治，小川政彌，加藤俊二，塩川二郎，芝哲夫：機器分析の手引 第2版，1-23，化学同人，1996
- 9) 須賀泰彰，西沢義人，植村徇郎：熱硬化性アクリル樹脂塗料の現状と赤外線吸収分析の応用，色材協会誌，38，441-450，1965

## 7.2.2 土工構造物に関する研究（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、澤松俊寿、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、変形が生じた土工構造物等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を構築する必要がある。本報告では、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していくことを目的に、平成28年熊本地震で被害を受けた補強土壁について変状メカニズム及び変状要因を分析した。具体的には、被害事例をもとに作用としての地震動、補強土壁の耐力及び応答を関連づけて分析することにより巨視的に被害の傾向を調べた。また、被害の程度が大きかった3事例について、現地調査に基づく変状の形態に応じた試験、シミュレーション解析等を実施して、変状メカニズム及び変状要因を推定した。

キーワード：補強土壁、熊本地震、変状、ニューマーク法

### 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。

本報告では、上記の①について、平成28年熊本地震で被害を受けた補強土壁に対して、変状形態、変状要因を分析した。具体的には、被害事例をもとに作用としての地震動、補強土壁の耐力及び応答を関連づけて分析することによりマクロ的に被害の傾向を把握し、補強土壁の耐震性を調べた。また、被害の程度が大きかった3事例について、現地調査に基づく変状の形態に応じた試験、シミュレーション解析等を実施して、変状メカニズム及び変状要因を推定した。

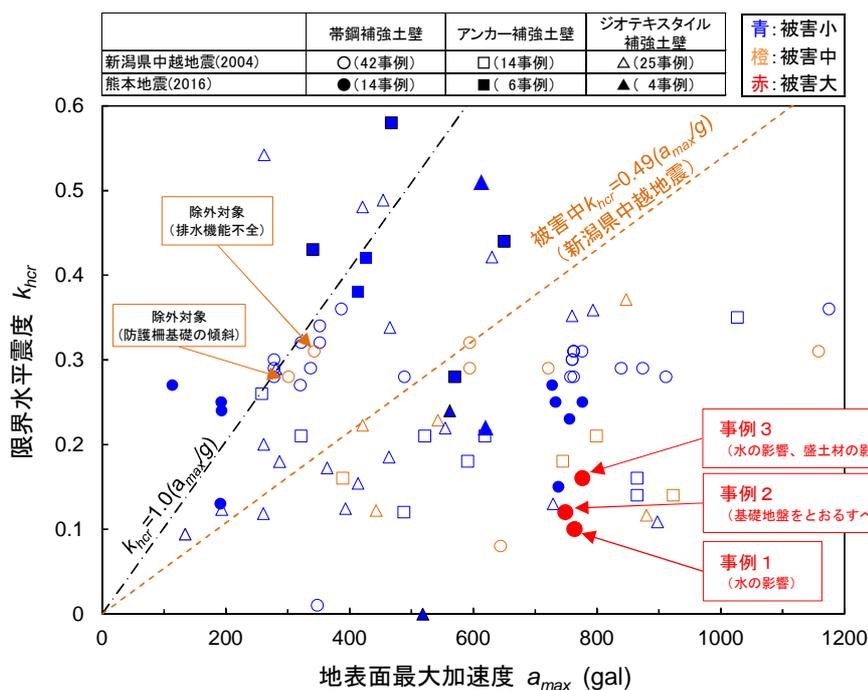


図1 地表面最大加速度、限界水平震度及び被害の程度の関係(文献1)に加筆

## 2. 熊本地震における補強土壁のマクロ的な被害傾向の分析

熊本地震による補強土壁の被害の傾向をマクロ的に分析した。既往の分析手法<sup>1)</sup>に基づき、作用、耐力及び応答をそれぞれ補強土壁設置地点の地表面最大加速度、限界水平震度及び被害の規模として代表させ、それらに関連づけてマクロ的に被害の傾向を把握し、補強土壁の耐震性を調べた。また、2004年新潟県中越地震における分析結果との比較を行い、その違いについて検討した。

### 2.1 分析の方法

分析は、施工実績数が多くかつ設計・施工マニュアルが整備されている代表的な補強土壁<sup>2)</sup>である帯鋼補強土壁<sup>3)</sup>、アンカー補強土壁<sup>4)</sup>、ジオテキスタイル補強土壁<sup>5)</sup>について実施した。このうち、被害事例については盛土材の土質試験結果を得ることのできた事例を対象とした。

#### (1) 地表面最大加速度

地表面最大加速度は、司・翠川の最大加速度の距離減衰式<sup>6)</sup>により算出した。なお、距離減衰式に使用する震源断層モデルは国土地理院によるものを適用した<sup>7)</sup>。得られた距離減衰式に基づき補強土壁設置地点の断層最短距離から各箇所地表面最大加速度を与えた。

#### (2) 限界水平震度

対象とする補強土壁に対して安定計算を行い、許容安全率を超過する水平震度のうち、最も小さい水平震度を限界水平震度として定義し、これを補強土壁の耐力とし

て代表させた。安定計算は、補強領域の外的安定(滑動・転倒・支持)と補強領域・基礎地盤を含む滑りに関する安定検討(全体安定)について実施した。安定計算で使用する盛土材の土質定数には土質試験結果を用いた。

#### (3) 被害の規模

被害の規模については、道路土工構造物技術基準・同解説<sup>8)</sup>の要求性能に基づき次のとおり3つに分類し、現地調査により確認された被害状況を当てはめた。

- ① 補強土壁が健全である、又は、補強土壁は損傷するが、当該補強土壁の存する区間の道路としての機能に支障を及ぼさない状態(被害小)
- ② 補強土壁の損傷が限定的なものにとどまり、当該補強土壁の存する区間の道路の機能の一部に支障を及ぼすが、速やかに回復できる状態(被害中)
- ③ 補強土壁の損傷が、当該補強土壁の存する区間の道路の機能に支障を及ぼすが、当該支障が致命的なものとならない状態(被害大)

### 2.2 分析の結果

図1に地表面最大加速度、限界水平震度及び被害の程度の関係を示す。

被害小については、路面にわずかなクラックが入るような軽微な被害も含まれるため、新潟県中越地震を対象とした既往の分析においては厳密にその範囲を示す入力地震動や限界水平震度の閾値は示されていないが、熊本地震においてもプロットの分布範囲は概ね包含されてい

る。被害中に分類される事例は分析の対象には含まれていなかった。一方で、被害大が3事例認められた。各事例の緒元を表1に示す。限界水平震度が0.10~0.16にあり、他の事例と比べると小さな値の範囲にある。3事例の最寄りの強震動観測地点（3事例の地点から2.4~3.4km）での最大加速度は、補強土壁の壁面に直交する方向に約1300galと大きな地震動が記録されており、周辺の道路構造物、自然斜面等にも著しい被害が発生していた。次章でこれら3事例について変状のメカニズム及び変状要因について検討した結果を詳述するが、事例1は水の影響、事例2は基礎地盤をとおすべり、事例3は水の影響及び盛土材の影響を受けたと考えられる事例である。したがって、補強土壁の耐震性を評価するためには、これら3事例の結果だけでは不十分であることを断っておく。すなわち、新潟県中越地震では被害中が観測された下限値として $k_{ha}=0.49(\alpha_{max}/g)$ を示しているが、熊本地震の被害大の3事例を用いて同様に被害大の下限値を示すことは現時点では適切ではない。

### 3. 熊本地震における補強土壁の個別事例の調査・分析

第2章に示した被害の程度が大きかった3事例について現地調査を実施した。さらに、変状の形態に応じて安定計算や地震応答解析を実施し、変状のメカニズム及び変状要因について検討した。

#### 3. 1 事例1

##### 3.1.1 変状の状況

補強土壁は延長約160m、最高壁高は8.5mでありこの箇所では約10mの高上げ盛土がある。補強土壁の壁面材の基礎部にはコンクリート製の重力式基礎が用いられており、前面側が河川となっている。

##### (1)崩壊部

2車線道路の1車線が延長約160mのうち約40mにわたり崩壊し、路面に数メートルの段差が発生していた。図2は崩壊部の横断面図である。崩壊部において、露出している部材を目視した範囲では補強材や補強材と壁面材の接続部の破断は認められなかった。

##### (2)残存部

残存部においても変状が認められる箇所があり、特に崩壊部の端部から約10mの範囲でその程度が著しかった。以下に、変状の程度が著しかった範囲についてその状況を示す。

##### a)はらみ出し

図3に崩壊部近傍の残存部の壁面の状況とレーザー距離計で測定した壁面の水平変位分布を示す。壁面に著し

表1 各事例の緒元

	事例1	事例2	事例3
震度	震度6強	震度6強	震度6強
最大加速度(gal) <sup>*</sup>	1253(2.4km)	1253(2.5km)	1253(3.4km)
建設年次	1996年	2003年	1999年
最高壁高	8.25m	8.74m	7.5m
上載盛土	2.0~10.0m	1.5~5.0m	10.0m
延長	160m	51.4m	96m
限界	0.10	0.12	0.16
水平震度	(滑動)	(滑動)	(円弧すべり)

※( )は強震動観測点から補強土壁までの距離

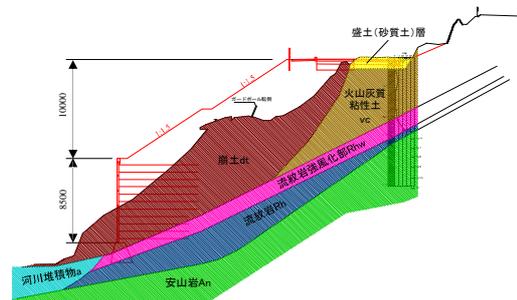


図2 崩壊部の横断面図(事例1)

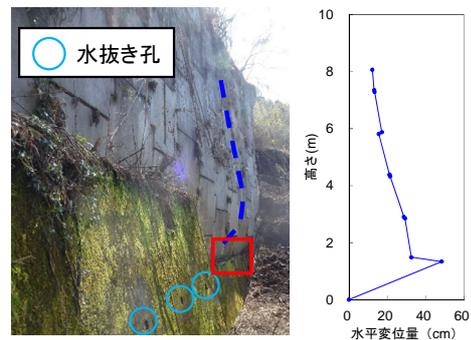


図3 残存部のはらみ出しの状況

いはらみ出しが生じており、そのモードは最下段とその上の壁面材の間を頂点に3角形の分布を示していた。水平変位量は最大で48.4cm、最下段壁面材の傾斜度は35%であった。

左右の隣り合う壁面材間の目地の詰まり及び壁面材の損傷が認められた一方で、壁面材間がずれるような変形は卓越しておらず、盛土材のこぼれ出しは認められなかった。

##### b)水の状況

本補強土壁は重力式基礎の上に設置されたものである。図3に示したとおり、壁面の著しいはらみ出しが認められた崩壊部近傍においては重力式基礎に水抜き孔が設置

されていない。図3の赤四角部分を拡大したものが図4であるが、補強土壁から水が染み出して重力式基礎の天端が湿潤していた。さらに壁面材にはエフロレッセンスのような固着物が認められたことから、補強土壁の裏込め土に恒常的に水が供給されていたことが想定される。一方で、はらみ出しが小さい又は変状が認められない範囲では水抜き孔が設置されており、この範囲では重力式基礎の天端は比較的に乾燥していた。このように、水の供給状況と変状の程度が調和的であり、水が変状に影響した可能性がある。



図4 重力式基礎天端の状況 (図3の赤四角の範囲)

c) 滑動

図5に崩壊範囲端部からの距離と重力式基礎天端の肩部から壁面材までの離隔の関係を示す。崩壊部に近づくにつれて離隔が狭くなっており、崩壊範囲端部から2mの位置では20cmであった。変状の認められない箇所の離隔が約40cmであったことから、地震動により補強土壁が前面側に滑動したものと考えられる。0~2mの範囲は調査実施の安全を考慮して計測していないが、崩壊箇所では補強土壁が滑動により重力式基礎から滑り落ちた可能性も考えられる。なお、他の箇所も含め、問題となるような重力式基礎の傾斜や滑動(根入れ地盤の変状)は認められない。

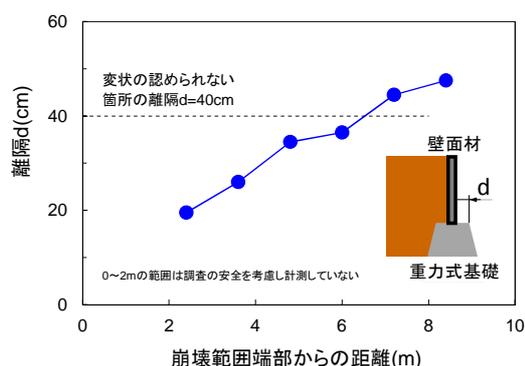


図5 重力式基礎天端の離隔の実測値

3.1.2 盛土材の物理特性及び力学特性

現地から採取した補強土壁の盛土材の物理試験及び力学試験の結果を表2に示す。細粒分含有率が13.6%、内部摩擦角が41.7°であり、補強土壁に適した良質な盛土材が用いられていた。

3.1.3 補強材の土中引き抜き試験

補強材の引抜き抵抗特性を把握するために、当該補強土壁の盛土材を用いて補強土材の土中引き抜き試験を実施した。

図6に試験装置を示す。引き抜き試験装置は土槽、引き抜きのための加力装置(スクリージャッキ)から構成されており、土槽の上蓋に設置されたエアバックを用いて空気圧により上載圧を載荷することができる。土槽の内寸は横1000mm、奥行き600mm、高さ400mmである。土槽の壁面付近においては、壁面と地盤との摩擦により上載圧が十分に伝達されづらいため、壁面摩擦の影響を受けにくい領域において試験を実施するために、土槽内に鋼製のカバーを設置している。

引き抜き試験は次のような手順で行なった。引き抜き試験装置の土槽内において、所定の締め固め度 $D_c$ となるように仕上がり厚さを50mmで管理しながらタンパーで締め固めて地盤を作製した。地盤の作製中に、所定の位置に補

表2 盛土材の物理特性及び力学特性(事例2)

	試験結果	設計値(想定)
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.845	—
自然含水比 $w_n$ (%)	14.3	—
湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.3	19
内部摩擦角 $\phi_i$ (deg)	41.7	30
粘着力 $c_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	2.03	0
細粒分含有率 $F_c$ (%)	13.6	$F_c < 25$
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.961	—
最適含水比 $w_{opt}$ (%)	14.7	—

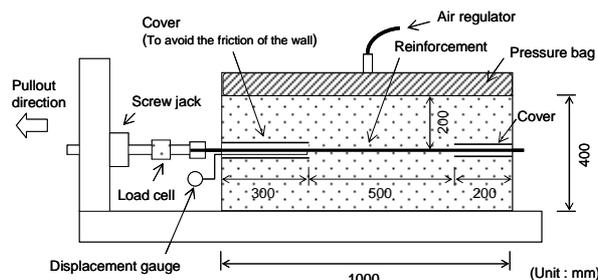


図6 補強材の土中引き抜き試験装置

強材およびカバーを設置し、補強材と加力装置を連結した。その後、土槽に上蓋を設置して所定の上載圧を載荷し、加力装置により補強材を引き抜いた。荷重計および変位計により補強材の引抜き荷重および引抜き変位を測定した。引抜きは変位制御で行い、載荷速度は1mm/minとした。大変位までの引抜き特性を把握するために、約300mmまで引き抜いた。締固め度Dcは90%とし、上載圧は30、60、120、180kN/m<sup>2</sup>の4ケースとした。

図7は引抜き荷重と引抜き変位の関係である。引抜き変位の増加に伴い引抜き荷重が増加し、30~40mm程度の変位で荷重がピークを示した。その後は、徐々に荷重が低下しほぼ一定値に収束する傾向にあった。

図8は拘束圧から換算した土被り厚さと見かけの摩擦係数の関係である。ここで、見かけの摩擦係数は引抜き荷重を上載圧と補強材の表面積で除した値であり、引き抜き荷重の最大値をピーク時、引き抜き変位量150mm時を残留時の値として表記した。見かけの摩擦係数は土被り厚さに対して一定ではなく、土被り厚さが小さいほど大きな値を示している。これは既往の試験結果<sup>3)</sup>と同様のものである。また黒の破線で示した設計値<sup>3)</sup>を上回る摩擦係数を得ている。残留時については、ばらつきはあるものの見かけの摩擦係数はピーク時の約半分に低下している。

### 3.1.4 ニューマーク法による地震応答解析

熊本地震による本補強土壁の地震応答を調べるために、ニューマーク法によるシミュレーション解析を実施した。

#### (1)解析の方法

解析は図9に示すように崩壊部（壁高H=8.25m）、著しいはらみ出しの認められた崩壊部近傍の残存部（H=7.50m）及び崩壊部から約50mの位置ではらみ出しが軽微であった残存部（H=3.75m）の3断面を対象とした。なお、設計図書を手に入れることができなかったことから、外形の測定の結果及び近隣の同年代の補強土壁の設計図書を基に復元設計を行った。

変形量の算定は円弧すべりを仮定したニューマーク法により行った。ニューマーク法は、すべり土塊が剛体で、すべり面における応力-ひずみ関係が剛塑性と仮定して地震時のすべり土塊の滑動変位量を計算する方法である。

円弧すべりの計算式は道路土工-盛土工指針<sup>9)</sup>に基づいて修正フェレニウス法とし、補強材の引抜き抵抗力を考慮した。盛土材の強度定数はピーク強度と残留強度の2つを設定した。ピーク強度の強度定数（ $\phi_{peak}$ ,  $c_{peak}$ ）には三軸圧縮（CD）試験の結果を用い、残留強度（ $\phi_{res}$ ,  $c_{res}$ ）には既往の研究<sup>10)</sup>を参考に次式のとおりとした。

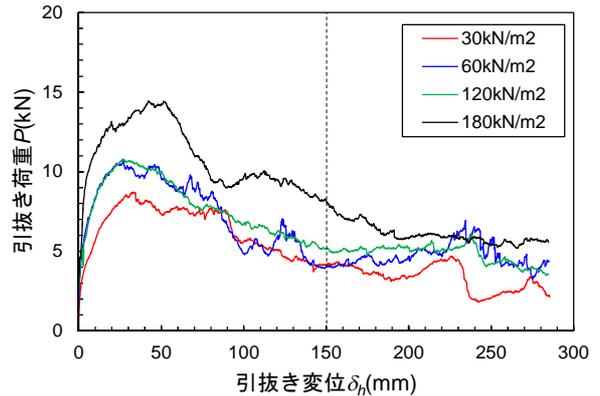


図7 引抜き荷重-引抜き変位関係

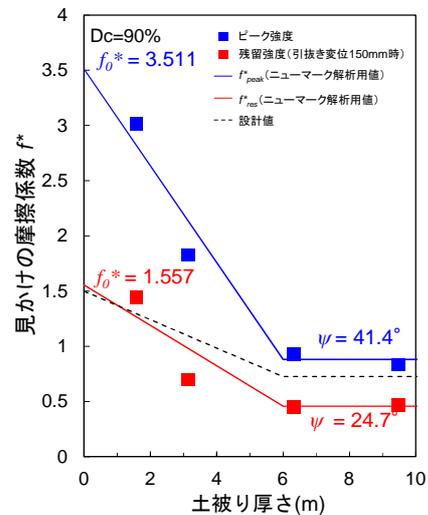


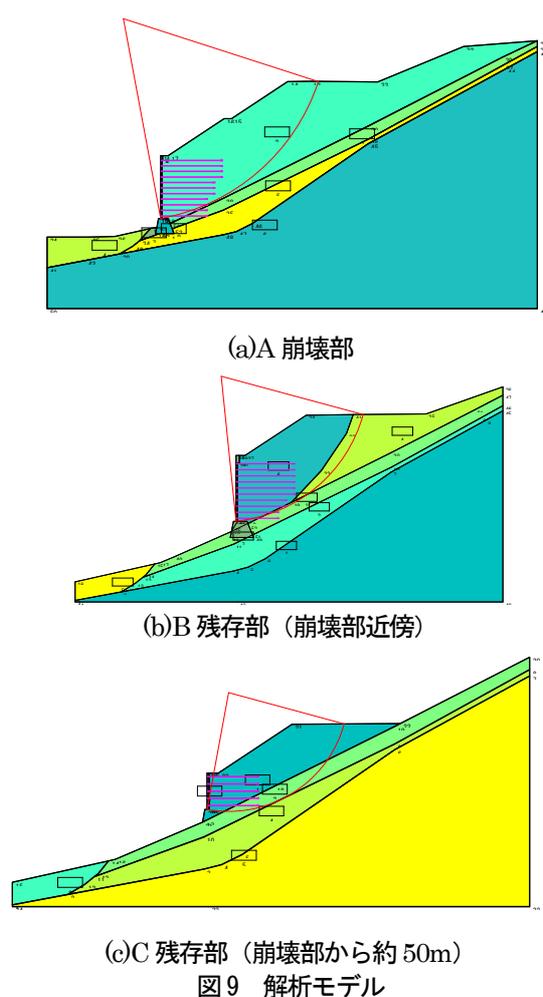
図8 土被り厚さと見かけの摩擦係数の関係

$$\tan(\phi_{res}) = 0.75 \tan(\phi_{peak}) \quad (1)$$

補強材の摩擦抵抗は、補強材の土中引抜き試験で得たピーク強度及び残留強度を拘束圧に対してそれぞれバイリニアでモデル化した摩擦係数を用いた。補強材の軸力の上限値は材料の破断強度とした。

入力地震動には本事例の位置から約2.4kmにある最寄りの強振動観測地点の観測記録を使用した。両者は熊本地震の本震時の推定震度<sup>11)</sup>が同一であり、工学的基盤（Vs=400m/s）から地表に至る最大速度の地盤増幅率<sup>12)</sup>も1.4~1.6程度と類似している。観測記録のEW及びNS方向成分を壁面と直交する方向に時間領域で座標変換した時刻歴波形を用いた。図10は入力地震動の時刻歴波形である。最大加速度は1252galであり、極めて大きな値となっている。

すべり円弧に対して、次式に示すすべり土塊の運動方程式を時間領域で数値積分することで、すべり円弧上を



すべる土塊の残留回転角を算出した。

$$-J\ddot{\theta} + M_{DW} + M_{Dkh} - M_{RW} - M_{Rkh} - M_{RC} - M_{RT} = 0 \quad (2)$$

$$\ddot{\theta} = (k_h - k_y)(M_{DK} - M_{RK})/J \quad (3)$$

ここに、 $\theta$  は回転角、 $J$  は慣性モーメント、 $k_h$  は水平震度、 $k_y$  は降伏震度、 $M_{DW}$  は自重による滑動モーメント、 $M_{RW}$  は自重による抵抗モーメント、 $M_{RC}$  は粘着力による抵抗モーメント、 $M_{RT}$  は補強材による抵抗モーメント、 $M_{DK}$  は地震慣性力の基準滑動モーメント、 $M_{RK}$  は地震抵抗力の基準抵抗モーメント、 $M_{Dkh}$  は地震慣性力による滑動モーメント ( $=K_h \cdot M_{DK}$ )、 $M_{Rkh}$  は地震慣性力による抵抗モーメント ( $= -K_h \cdot M_{RK}$ ) である。

ここで、降伏震度  $k_y$  は、安全率  $F_s = 1.0$  となるときにの水平震度  $k_h$  であり、次式により与えられる。

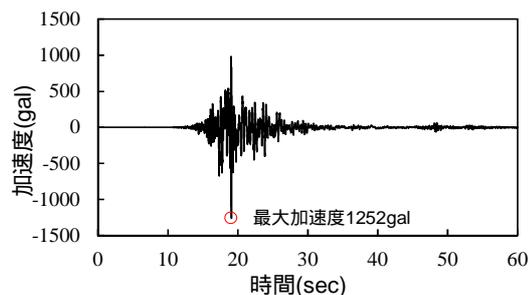


図10 入力地震動

$$k_y = \frac{M_{RW} + M_{RC} + M_{RT} - M_{DW}}{M_{DK} + M_{RK}} \quad (4)$$

数値積分は、ピーク強度又は残留強度において安全率が1となる水平震度が発生した時点から回転速度がゼロになるまでを積分範囲として行った。残留回転角にすべり円弧の半径  $R$  を乗じたものを残留変位量とし、補強土壁のつま先の残留変位量の水平成分を幾何学的に計算した。

表3に解析ケース一覧を示す。図9に示した3つの断面に対して、盛土材の強度低下の有無及び補強材の摩擦抵抗をパラメータとして計12ケースについて実施した。

## (2) 解析の結果

図9に臨界円弧の形状の例として、盛土材の強度低下を考慮し、補強材の摩擦係数に引抜き試験結果のピーク値  $f_{peak}^*$  を用いた場合について示す。全てのケースにおいて補強領域のつま先をとおる円弧となった。

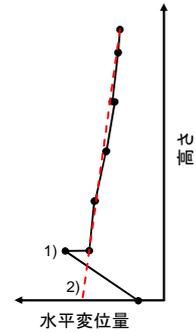
図11に残留変位の時刻歴の例として、CaseB-有-pの結果を示す。17~25秒程度の範囲で残留変位量が増加しており、その他のケースにおいても概ね同様の傾向であった。

図12に壁面の水平変位分布の例として、CaseB-有-pの結果を、実測値と比較して示す。ニューマーク法による解析では滑り土塊は剛体を仮定していることから、壁面の水平変位は線形の分布となる。実際には壁面材の下端部には重力式基礎との摩擦があり、壁面材間はヒンジに近い構造となっていることから最下段の壁面材は前傾が顕著となっているが、壁面の下端部を除くと解析値と実測値の変位分布は調和的である。したがって、本事例においては壁面の水平変位においてすべりによる変位が卓越しているものと考えられる。解析値により実際の挙動の傾向を再現できていると判断し、以後は補強領域のつま先の水平変位量で解析結果を議論する。

表3 解析ケース

	断面	壁高 (m)	壁面水平 変位(mm) <sup>※1</sup>	盛土材 強度低下	補強材 摩擦抵抗 <sup>※2</sup>
CaseA-有-r	A (崩壊部)	8.25	崩壊	有	$f_{res}^*$
CaseA-有-p				有	$f_{peak}^*$
CaseA-無-r				無	$f_{res}^*$
CaseA-無-p				無	$f_{peak}^*$
CaseB-有-r	B (残存部)	7.50	1)624 2)140	有	$f_{res}^*$
CaseB-有-p				有	$f_{peak}^*$
CaseB-無-r				無	$f_{res}^*$
CaseB-無-p				無	$f_{peak}^*$
CaseC-有-r	C (残存部)	3.75	1)71 2)113	有	$f_{res}^*$
CaseC-有-p				有	$f_{peak}^*$
CaseC-無-r				無	$f_{res}^*$
CaseC-無-p				無	$f_{peak}^*$

※1 下図のようにとった水平変位の実測値で、1)は最大値、2)は水平変位の高さ方向分布を線形で補間した場合の補強土壁下端での水平変位



※2  $f_{peak}^*$ : 補強材の土中引抜き試験で得た補強材の見かけの摩擦係数のピーク値  
 $f_{res}^*$ : 補強材の土中引抜き試験で得た補強材の見かけの摩擦係数の残留値

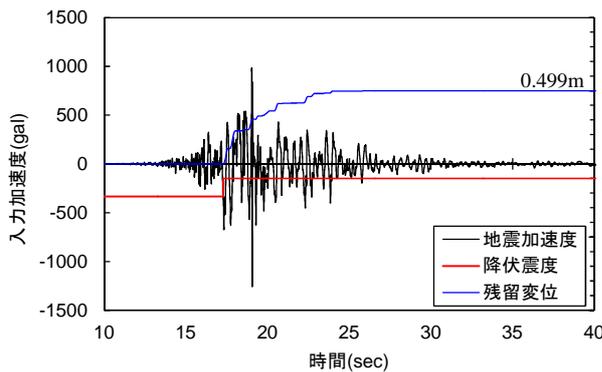


図11 残留変位量の時刻歴 (CaseB-有-p)

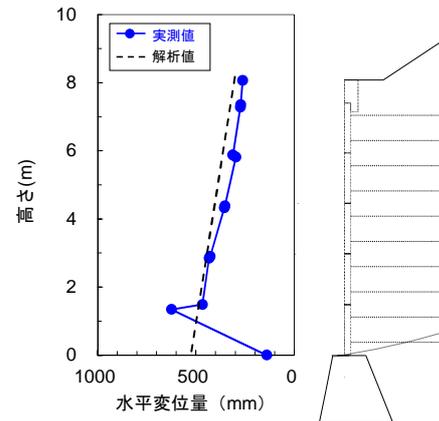


図12 壁面の水平変位分布 (CaseB-有-p)

図13に各ケースの補強領域つま先の水平変位量の残留値を実測値(B、C断面)と比較して示す。実測値については、水平変位の最大値及び滑動変位量を示した。最大値については、図12に示したように最下段とその上の壁面材の間を頂点に3角形の分布を示していたことから、最下段の壁面材の上端部の水平変位に滑動変位を加えた量が示されている。滑動変位については、重力式基礎天端の肩部から壁面材までの離隔の設計値を、変状のなかった箇所の400mmと仮定し、400mmから離隔の実測値を減じることで与えている。解析結果については盛土材の強度低下の有無及び補強材の摩擦抵抗(ピーク又は残留)の設定によって変位量が大きく異なるものの実測値は解析結果の範囲内にある。断面Cでは盛土材

の強度低下を考慮せず補強材の摩擦抵抗を残留強度  $f_{res}^*$  とした場合が実測値に最も近い値を示している。断面Bでは盛土材の強度低下を考慮し補強材の摩擦抵抗をピーク強度  $f_{peak}^*$  とした場合をやや上回っている。断面B及びCでは実測値と最も近い値を示す解析条件が異なっている。断面Bでは図4のように補強土壁から水が染み出していたことが確認されたが、断面Cでは水は確認されず、両者は水の条件が異なっている。本解析では水の影響は考慮していないことから、断面B及びCで実測値と最も近い値を示す解析条件が異なった可能性も考えられる。

断面Bの結果の傾向を断面Aの結果に単純に当てはめると、約1050mm (= (624/496) × 838) の水平変位

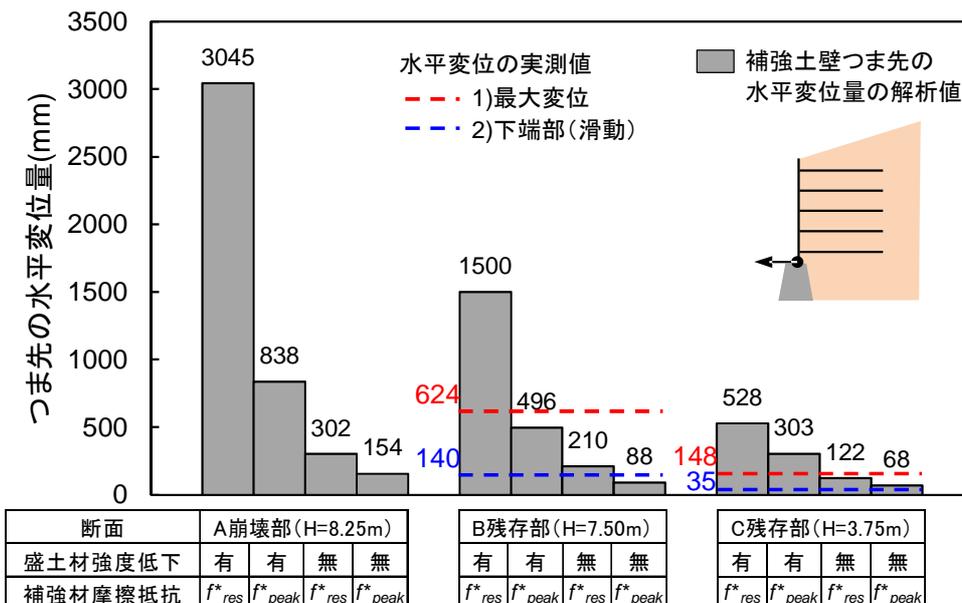


図13 補強領域のつま先の水平変位量

となり、この変位に至るまでに崩壊が発生したこととなる。ただし、すべりによる崩壊、前述の滑動による重力式基礎から滑り落ちたことによる崩壊のいずれかは、本報のような簡易な解析だけでは明らかにできないことからさらなる調査及び検討が必要である。

### 3.1.5 まとめ

崩壊箇所の近傍の残存部においては、水平変位 50cm 程度の著しい壁面のはらみ出しが認められた。一方で、盛土材のこぼれ出しは認められず、少なくとも 50cm という大変位が生じるような状態においても、壁面材及び目地材は盛土材のこぼれ出しを防ぐという機能を維持していた。

崩壊部近くの重力式基礎には水抜き孔が無く、補強土壁の下端部が湿潤しており、又、恒常的に水が供給されていたような痕跡が認められた。2004年新潟県中越地震で壁面に大きなはらみ出しの生じた補強土壁についても、補強領域内部が高含水状態となっていたことが報告されている<sup>13)</sup>。本事例においても、補強領域内部に水が浸入し、地震動による変状を助長した可能性がある。現行の設計・施工マニュアルでは、当該補強土壁が建設された当時と比較して、壁背面排水層、基盤排水層等を設置することが標準仕様となっていることから、水を要因とする変状に対して改善がなされている。

重力式基礎天端の肩部から壁面材までの間隔が崩壊部に近づくにつれて狭くなっており、地震動により補強土壁が前面側に滑動し、補強土壁が重力式基礎から滑り落ちた可能性は否定できない。重力式基礎から滑り落ちる

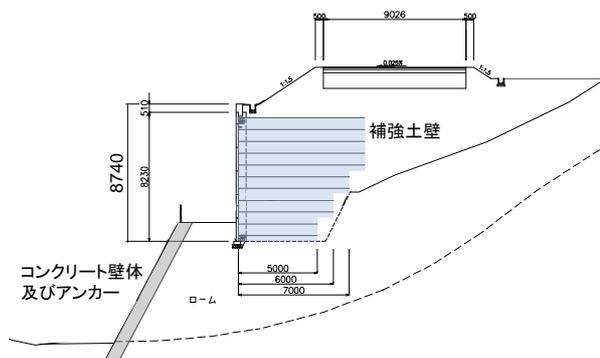


図14 横断面図(事例2)

ことは補強土壁の崩壊につながる容易に想像されることから、重力式基礎天端での滑動を抑制する対策を検討していくことも必要と考えられる。

ニューマーク法による解析の結果は、実測の壁面変位量と大きく異なる範囲で整合していた。一貫した盛土材及び補強材の摩擦係数の条件で実測値を説明することはできず、解析で考慮していない水の影響が変状を助長させた可能性がある。著しいはらみ出しの認められた崩壊部近傍の残存部の結果の傾向を崩壊部に単純に当てはめると、約 1050mm の残留水平変位となり、この変位に至るまでに崩壊が発生したこととなる。

## 3.2 事例2

### 3.2.1 変状の状況

図14に横断面図を示す。補強土壁の最高壁高は8.74mであり、補強土壁の下部には高さ約9.5mのコンクリート

製の壁体及びグラウンドアンカー（以下「アンカー」という。）が設置されている。なお、アンカーは頭部の異なる2種類が用いられており、最下段のアンカーは旧タイプアンカーが用いられていた。

延長約50mのうち約15mにわたり、図15のように路面に最大で約1mの段差が発生していた。段差が発生した範囲はコンクリート壁体が設置されていた範囲と概ね一致していた。

補強土壁は図16のようにその壁面が一様に約5°後傾していた。図17のように左右の隣り合う壁面材間で約15cmの目地開きが発生していた。裏込め材は顕著なこぼれだしには至っていなかったが、壁面材の裏側に設置された不織布の端部が現れて裏込め材が露出している。設計上の目地間隔は1cmであり、壁面材が面内方向に約14cm変位したこととなるが、変位の原因を明らかにするためにはさらなる調査が必要である。外観上は目地開きが発生した箇所を除いて、補強土壁の構造的な機能に影響するような顕著な変状は認められなかった。

図17にコンクリート壁体及びアンカーの正面展開写真及びコンクリート壁体前面の勾配の実測値を示す。コンクリート壁体には、主に最下段のアンカーのやや上側において曲げ圧縮破壊と考えられる損傷が生じていた。変状の無い箇所の勾配が1:0.5程度であったのに対し、コンクリート損傷部より上部は1:0.3~1:0.24程度に前傾していた。さらに、コンクリート損傷部では最大で約8cmの面外方向のずれが生じていた。コンクリート壁体が損傷していた範囲において1本のアンカーの破断が認められた。

### 3.2.2 盛土材の物理特性及び力学特性

補強土壁の盛土材の物理試験及び力学試験の結果を表4に示す。細粒分含有率が2.1%、内部摩擦角が40.4°であり、補強土壁に適した良質な盛土材が用いられていた。

### 3.2.3 臨界円弧に基づく幾何学的変位の検討

本事例では、補強土壁を含むすべりの発生が疑われることからすべりの位置を推定するために、変状の状況を踏まえた円弧すべり計算を実施した。計算の方法は修正フェレニウス法とした。盛土材及び基礎地盤の強度定数は表4のとおりとした。なお、基礎地盤の物性が不明なため、土質から強度定数を推定した<sup>14)</sup>。コンクリート壁体及びアンカーは設計条件が不明なため、コンクリート壁体は土として扱い、アンカーの抑止力は考慮していない。変状の形態を踏まえ、路面の段差の位置をとおりすべりとした場合及びコンクリート壁体の損傷位置をとおり



図15 路面の状況



図16 補強土壁の壁面の状況

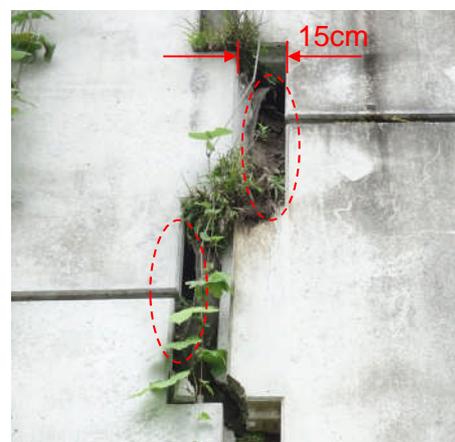


図17 目地開きの状況

表4 盛土材の物理特性及び力学特性（事例3）

	盛土材	基礎地盤 <sup>※1</sup>
土質分類	砂混じり礫	ローム
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.668	-
湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.3	14
内部摩擦角 $\phi_a$ (deg)	40.4	0
粘着力 $c_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	0	30
細粒分含有率 $F_c$ (%)	2.1	-

※1: 仮定値

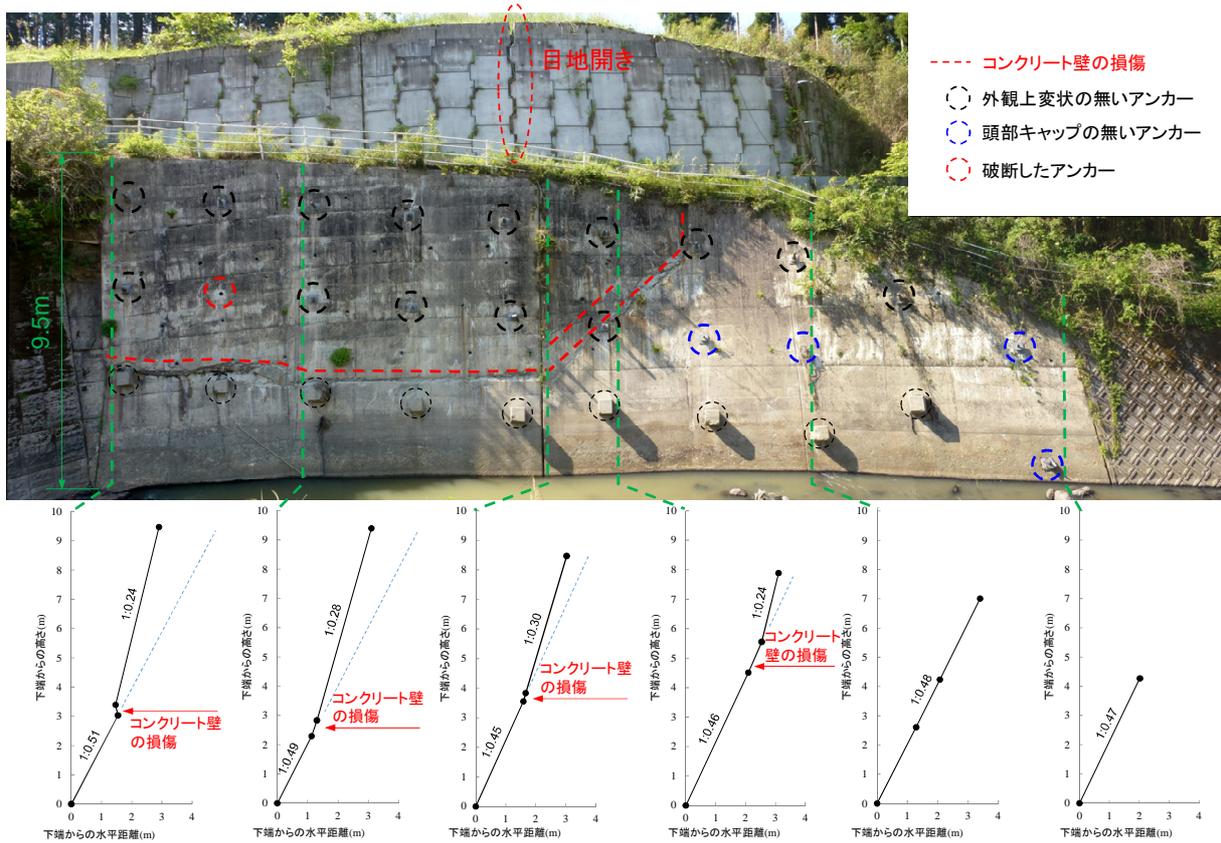


図17 コンクリート壁体及びアンカーの状況（上段：正面展開写真、下段：コンクリート壁体前面の勾配の実測値）

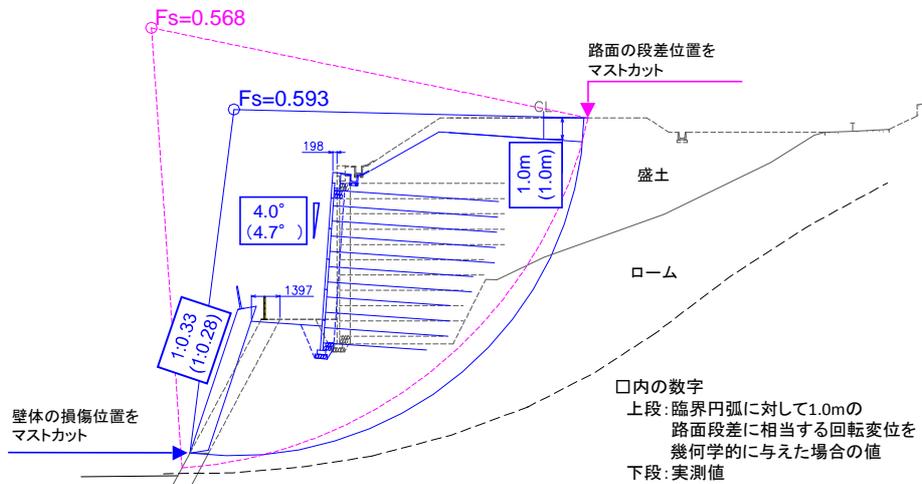


図18 臨界円弧と変位量の状況（コンクリート壁体及びアンカーは設計条件が不明なため、コンクリート壁体は土として扱い、アンカーの抑止力は考慮していない。）

るすべりとした場合の2通りについて臨界円弧を求めた。

図18に安定計算の結果を示す。路面の段差の位置をとるすべりとした場合及びコンクリート壁体の損傷位置をとるすべりとした場合のいずれも、円弧は補強土壁の下部をとおりその形状はほぼ同様である。なお、前述のとおりコンクリート壁体及びアンカーについては設計条件が不明なため計算に考慮していないことから、ここ

で示した安全率の絶対値については議論しない。

壁体の損傷位置をとるすべり円弧に対して、1.0mの路面段差に相当する回転変位を幾何学的に与えた（図中の青線）。なお、コンクリート壁体については前傾が卓越していたことから、回転変位により壁体の移動した面積補強土壁の壁面の勾配については、幾何学的に回転させた場合が4.0°に対して実測値は4.7°であり、同様に

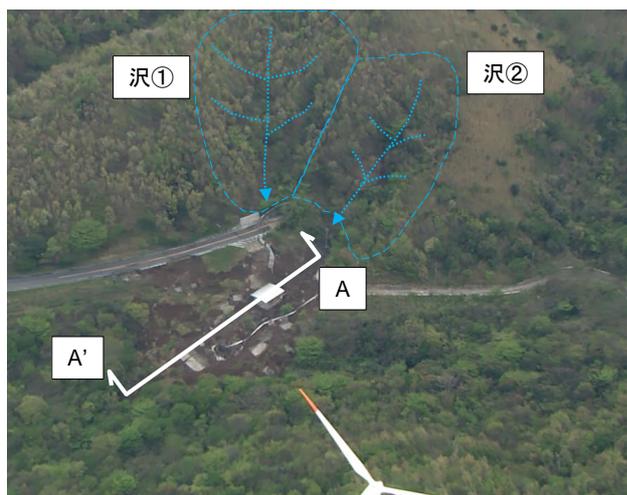


図19 崩壊の状況①

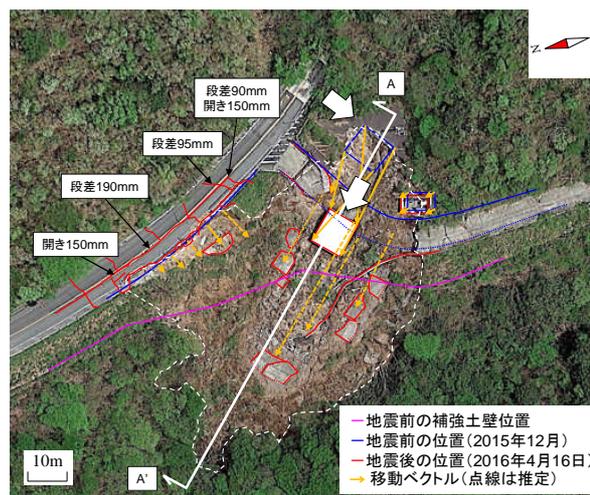


図20 崩壊の状況②

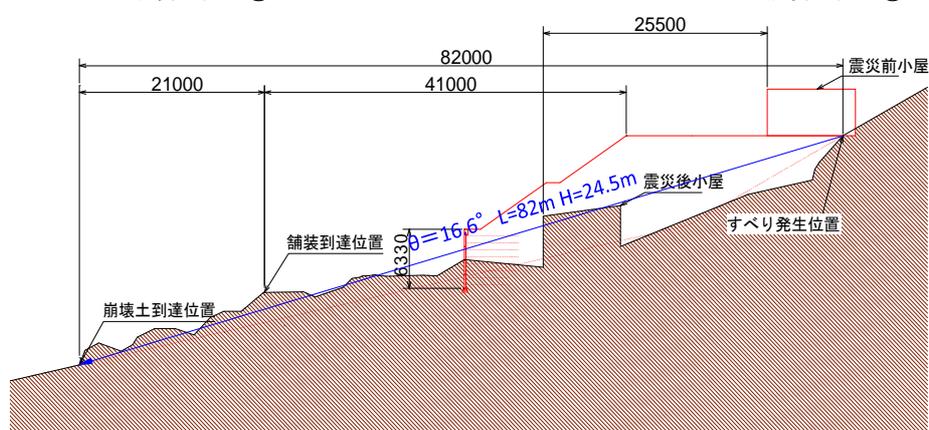


図21 A-A' 断面

コンクリート壁体は1:0.28に対して1:0.33と調和的である。従って、補強土壁の下を通るすべりが発生し、補強土壁がその形状を保ったまま後傾したものと考えられる。

### 3.2.4 まとめ

臨界円弧に基づいた幾何学的な変位は変状の状況と調和的であり、当該事例では補強土壁を含む基礎地盤のすべりが発生したと判断することができる。補強土壁自体は壁面にはらみ出し等はなくその形状を保持した状態であって、補強メカニズムが有効に保持されているものと考えられる。ただし、約15cmの目地開きが生じた箇所では不織布がずれてその端部が現れて裏込め材が露出していた。こぼれ出しが生じた事例を分析し、対策の要否やその手法について検討していく必要がある。

## 3.3 事例3

### 3.3.1 変状の状況

補強土壁は延長が約96m、最高壁高は7.5mであり、沢

を横断するように設置されている。このうち、最高壁高の箇所を含む延長約70mにわたり崩壊した(図19、20)。崩壊せずに残った部分の補強土壁には、壁面のはらみ出し等の変状は生じていない。また、崩壊部において、露出している部材を目視した範囲では補強材の破断は認められなかった。

崩壊の発生前後の航空写真を用いて、防護柵、舗装等の目標物とできるもの位置から移動ベクトルを判読し、図20に併記している。移動ベクトルは北西方向に向かっており、この方向に崩壊が発生したと判断できる。

図21に図19及び図20に記載したA-A'断面、すなわち崩壊の方向の断面図を示す。崩壊到達距離が82m、見通し角が $16.6^\circ$ であった。崩壊の源頭部にあったトンネルの電気室が約25m、路面の舗装版が最低でも約41m移動していた。補強土壁を含む盛土部分の大きさ及び見通し角に対して、崩壊土砂の到達距離が長い傾向にある。

図22は平成28年7月19日に撮影した崩壊の源頭部の



図 22 崩壊源頭部の水の状況 (平成 28 年 7 月 19 日撮影)

状況である。撮影した 3 日前に 38mm の日降雨量 (アメダス南阿蘇) の降雨があったが、この降雨によるものと思われる水が図 19 に示した沢②より流入していた。崩壊の程度が著しかったため盛土の排水施設の状況を詳細に確認することはできなかったが、当該盛土は沢からの水の影響を受けやすい条件にあり、盛土内が滞水した状態で地震動を受けた結果として図 21 のように崩壊到達距離が長くなった可能性がある。なお、地震発生の日前には 103.5mm の日降雨量が記録されている。

### 3.3.2 盛土材の物理特性及び力学特性

崩壊土砂から採取した盛土材の物理試験及び力学試験の結果を表 5 に示す。内部摩擦角  $\phi'$  が  $35.0^\circ$ 、 $c'$  が 3.60 で設計値を超えているものの、細粒分含有率が 31.9% とやや高い値を示した。また、自然含水比も 55.6% と高く、水を含みやすい材料であると考えられる。

### 3.3.3 まとめ

本事例では、補強土壁を含む盛土の大きさ及び見通し角に比べて崩壊土砂の到達距離が長い傾向にあった。現地の排水施設の状況を詳細に確認することはできなかったが、崩壊の源頭部には沢からの水が流入するような条件にあった可能性があること、盛土材の土質試験の結果より水を含みやすい材料であったことも、崩壊土砂の到達距離が大きくなる結果として現れた可能性がある。なお、これらの結果だけでは崩壊のメカニズム及び要因を特定することは困難であるものの、補強土壁の耐力に対して大きな地震動の作用、水の存在及び排水性の良くない盛土材が変状に影響したことは否定できない。

## 3.4 推定される各事例の変状要因の整理

表 6 に、前述した 3 事例の変状に対して推定される主な変状要因を一覧として示す。変状要因の種類は、基礎地盤、水、盛土材及び部材 (目地) の 4 種類に分類され

表 5 盛土材の物理特性及び力学特性 (事例 3)

	試験結果	設計値
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.755	—
自然含水比 $w_n$ (%)	55.6	—
湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.3	19
内部摩擦角 $\phi'$ (deg)	35.0	30
粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	3.60	0
細粒分含有率 $F_c$ (%)	31.9	25
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.098	—
最適含水比 $w_{opt}$ (%)	48.5	—

た。

(1)については、滑り落ちが発生すると崩壊につながることから、重力式基礎の適用を控える、やむを得ず適用する場合には重力式基礎の天端に十分な離隔を確保する、又はせん断キーを設置するなどの対策を検討していくことも必要と考えられる。

(2)については、基礎地盤のすべりにより補強土壁がその形状を保ったまま変位する場合には、補強領域は一体であり補強土壁の変形に与える影響は小さいと考えられる。

(3)及び(4)については、地震動による補強土壁の変形を助長したと考えられるものである。変形ははらみ出しとして現れ、補強土壁の性能の観点からその影響の検証が必要である。

(5)については、地震動による補強土壁の変形を助長したと考えられるものである。補強土壁の性能の観点からその影響の検証が必要である。

(6)については、盛土材のこぼれ出しは補強土壁の補強メカニズムを消失させ、補強土壁の変形を助長するものであると考えられる。したがって、本事例以外にもこぼれ出しが生じた事例の分析をとおして、現行のこぼれ出し抑制のための構造の機能上の限界や補強土壁の平面的な形状や隣接構造物との位置関係を踏まえて、こぼれ出し抑制のための構造に求められる機能を整理していく必要がある。

## 4. まとめ

平成 28 年熊本地震で被害を受けた補強土壁に対して、マクロ的に被害の傾向を調べた。また、被害の規模が大きかった 3 事例について、変状の状況に応じた試験、シミュレーション解析等を実施して、変状メカニズム及び変状要因を推定した。以下に、本報告の範囲で得られた

表6 推定される各事例の変状要因

	事例1	事例2	事例3
基礎地盤 (基礎)	(1) 補強土壁の滑動により、補強土壁が重力式基礎から滑り落ちた可能性がある。	(2) 補強土壁を含む基礎地盤のすべりが発生した可能性が高い。	
水	(3) 補強土壁の下端部が湿潤しており、又、恒常的に水が供給されていたような痕跡が認められた。		(4) 崩壊の源頭部には沢からの水が流入するような条件にあった可能性がある。
盛土材			(5) 細粒分含有率が高く、水を含みやすい傾向にあった。
部材(目地)		(6) 左右の隣り合う壁面材間の目地開きが生じた箇所、不織布がずれてその端部が現れて裏込め材が露出していた。	

知見を示す。

- 1) 地表面最大加速度、限界水平震度及び被害の程度を関連づけてマクロ的に分析した。被害中の事例は対象に含まれていなかったが、被害小の傾向は2004年新潟県中越地震での被害と概ね同様であった。
- 2) 一方で被害大に分類されるものが3事例あり、限界水平震度が0.10~0.16で他の事例と比べると小さな値の範囲にあるものの、1300gal程度の最大加速度が作用したと考えられる地点に立地し、周辺の道路構造物、自然斜面等には著しい被害が多発していた。
- 3) 事例1は、延長約40mにわたって崩壊しており、この近傍の残存部においては路面に道路の縦断方向に沿って10cm程度の段差が発生し、水平変位50cm程度の著しい壁面のはらみ出しが認められた。50cm程度のはらみ出しが生じた箇所では補強土壁の下端部が湿潤しており、又、恒常的に水が供給されていたような痕跡が認められたことから、水が変状に影響した可能性がある。ニューマーク法による地震応答解析の結果は、実測の壁面変位量と大きく異なる範囲で整合していた。
- 4) 事例2は、延長約15mにわたって路面に最大で約1mの段差が生じており、補強土壁の壁面は約5°後傾していた。安定計算上の臨界円弧に基づいた幾何学的な変位は、変状の状況と調和的であり、当該事例では補強土壁を含む基礎地盤のすべりが発生したと判断することができる。ただし、約15cmの目地開きが生じた箇所では不織布がずれてその端部が現れて

裏込め材が露出していた。

- 5) 事例3は、延長約70mにわたり崩壊していた。崩壊のメカニズム及び要因を特定することは困難であったものの、沢からの水の影響及び排水性の良くない盛土材が変状に影響したことは否定できない。
- 6) 3つの事例に対する変状の要因を補強土壁の変形の観点から整理し、主要因として基礎地盤(基礎)、水及び盛土材を抽出した。なお、これら3事例を除くと崩壊に至るような事例はなかった。逆に言えば、これら3つの要因について適切な対応を行っておけば、長期間にわたりサービスが中断されるような事態は避けられることとなる。

## 謝辞

本研究にあたり、日本テールアルメ協会、多数アンカー式補強土壁協会及びジオテキスタイル補強土工法普及委員会には被害事例の収集・分析に対して多大なるご協力を頂いた。熊本県阿蘇地域振興局には調査に協力いただくと共に多くの資料をご提供いただいた。ここに記して謝意を示す。

## 参考文献

- 1) 中島進、戴雅行、石原雅規、佐々木哲也：模型実験・地震被害事例の解析による道路土工構造物としての補強土壁の耐震性評価、土木技術資料、Vol. 54-9、pp. 38-41、2012. 9
- 2) 一般社団法人日本道路協会：道路土工—擁壁工指針、2012.7
- 3) 一般社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回改訂版、2014. 8

## 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

- 4) 一般社団法人土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル 第4版, 2014.8
- 5) 一般社団法人土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第2回改訂版, 2013.12
- 6) 司宏俊、翠川三郎：断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式、日本建築学会構造系論文集、Vol.523、pp63-70、1999.9
- 7) 一般社団法人日本道路協会：道路土工構造物技術基準・同解説、2017.3
- 8) 国土交通省国土地理院ホームページ  
(<http://www.gsi.go.jp/common/000140781.pdf>)
- 9) 一般社団法人日本道路協会：道路土工盛土工指針、2010.4
- 10) 佐伯宗大、大窪克己、浜崎智洋、北村佳則、稲垣太浩、濱野雅裕、龍岡文夫：高速道路盛土の大規模地震時の耐震性検討（その1）～盛土材のせん断強度の検討～、第39回地盤工学研究発表会、2004
- 11) 防災科学技術研究所ホームページ自然災害情報室  
2016/04/16 01:25 頃発生震度分布 J-RISQ  
(<http://dil.bosai.go.jp/>)
- 12) 防災科学技術研究所 地震ハザードステーション J-SHIS Map (<http://www.jshis.bosai.go.jp/>)
- 13) 北村佳則、長尾和之、松澤佳一、永倉秀典：強振動を受けたテールアルメの現地調査（第一次調査）－補強盛土内部の調査および健全性評価－、第40回地盤工学研究発表会、pp.981-982、2005.7
- 14) 東日本高速道路株式会社、中日本高速道路株式会社、西日本高速道路株式会社：設計要領第一集土工保全編・土工建設編、pp.1-52、2016.8
- 15) 一般社団法人土木研究センター：アダムウォール(補強土壁)工法設計・施工マニュアル、2014.9

### 7.2.3 土工構造物に関する研究（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，東 拓生，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、現状のカルバートの変状事例について整理し、各種変状と道路機能との関係について検討した。その結果、進展可能性が高く、進展した場合に道路機能に与える影響が大きいと考えられる変状として、継手部の開き・ずれ、上部道路の活荷重や偏土圧による頂版のひびわれが考えられた。これらを見落とさずに経過観察や要因分析を行い、早期の措置を行うことで、効率的に道路機能を維持することが可能と考えられる。

キーワード：カルバート，変状，進展可能性，道路機能

#### 1. はじめに

7.1.7 では、カルバートの主な変状やその要因を整理した結果を示したが、本節では変状とカルバート内空や上部道路の道路機能の関係を整理する。

#### 2. 対象としたカルバートの変状と道路機能に与える影響

今回対象としたカルバート 110 事例は主に、「シェッド・大型カルバート等定期点検要領」<sup>1)</sup>に基づく定期点検の結果、判定区分がⅢ（早期措置段階）と報告されたものである。これらのカルバートで見られた変状（7.1.7）のうち、多く見られ、かつ道路機能への影響が大きいと考えられた変状と道路機能に与える影響の関係を以下に示す。

##### 2.1 継手部の開き・ずれ

継手部の開き・ずれは進展し続けると、内空への土砂や水の流入量が増え、内空の道路機能の維持に支障をきたす。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、第三者被害を生じることも想定される。上部道路についても、カルバート背面の盛土が緩み、沈下して、上部道路面に通行の支障となる亀裂や段差が生じ、道路機能に支障をきたす。

これを防ぐため、継手部の開き・ずれの要因となった基礎地盤の沈下、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。

一時的なものであれば継手部の補修、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。この場合、限定的な範囲の一時的な通行止めで対応が可能と考えられる。

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、継続的な基礎地盤の沈下や盛土の変形については、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。

##### 2.2 コンクリートのうき・剥離・鉄筋露出

頂版や側壁のコンクリートのうき・剥離・鉄筋露出に関しては、進展し続けると、コンクリート片の落下による第三者被害や、鉄筋が腐食して頂版や側壁が部材としての強度を確保できなくなることで、安全性の面で内空の道路機能維持に支障をきたすため、発見後早期の措置が望まれる。

措置としては、それら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-1）やモルタル吹付け等が想定され、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。



写真-1 うき・剥離のたたき落とし後の様子



写真-2 軽微なひびわれの例



写真-3 亀甲状のひびわれの例

### 2.3 頂版および側壁のひびわれ

7.1.7に示したとおり、頂版や側壁には、要因の異なる多数のひびわれが生じる。ひびわれの進展可能性や内空の道路機能に与える影響は発生要因によって異なる。

ひびわれが生じていても、例えば写真-2の例のように、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、側壁の温度応力ひびわれのように、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、漏水や錆汁が見られるなどがなければ、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でも、幅や深さが大きくなると、鉄筋が空気や水分に触れて腐食することが考えられる。また、頂版で多数のひびわれが密に生じ、例えば写真-3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第三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。

そのため、ひびわれに関しては進展に着目する必要がある。カルバート完成当時のひびわれ状況と比較し、現状のひびわれの進展状況を把握、各ひびわれの進展可能性を推定できるのが望ましい。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、複数あるひびわれのうち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。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、内空の道路機能に及ぼす支障も大きくなる。

進展可能性の高いひびわれとしては、上部道路の活荷重による頂版のひびわれがある。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。繰り返し活荷重の載荷を受け続け、ひびわれの幅や深さが増す可能性が高い。頂版が強度不足となつてからの措置では、内空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、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。

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やそ

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。

### 3. 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中心に変状事例を整理した範囲では、内空や上部道路が通行不能になる、応急復旧を要するなどの道路機能を即座に喪失させるような変状事例はなかった。しかし、進展可能性の高い変状や放置すると第三者被害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、進展可能性が高く、進展した場合に道路機能に与える影響が大きいと考えられるものとして

は、継手部の開き・ずれ、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る可能性があり、措置のために通行止めにする範囲や時間も増えることが想定される。

1つのカルバートで発生要因や進展可能性などが異なる複数の変状が確認されることがほとんどであるが、上記のような進展可能性の高い変状を見落とさずに経過観察や要因分析を行い、早期の措置を行うことで、効率的に道路機能を維持することが可能と考えられる。

### 参考文献

- 1) 国土交通省：シェッド・大型カルバート等定期点検要領，平成26年6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 土工構造物に関する研究（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、澤松俊寿、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、変形が生じた土工構造物等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を構築する必要がある。本報告では、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していくことを目的に、平成28年熊本地震で被害を受けた補強土壁について変状メカニズム及び変状要因を分析した。具体的には、被害事例をもとに作用としての地震動、補強土壁の耐力及び応答を関連づけて分析することにより巨視的に被害の傾向を調べた。また、被害の程度が大きかった3事例について、現地調査に基づく変状の形態に応じた試験、シミュレーション解析等を実施して、変状メカニズム及び変状要因を推定した。

キーワード：補強土壁、熊本地震、変状、ニューマーク法

#### 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。

本報告では、上記の①について、平成28年熊本地震で被害を受けた補強土壁に対して、変状形態、変状要因を分析した。具体的には、被害事例をもとに作用としての地震動、補強土壁の耐力及び応答を関連づけて分析することによりマクロ的に被害の傾向を把握し、補強土壁の耐震性を調べた。また、被害の程度が大きかった3事例について、現地調査に基づく変状の形態に応じた試験、シミュレーション解析等を実施して、変状メカニズム及び変状要因を推定した。

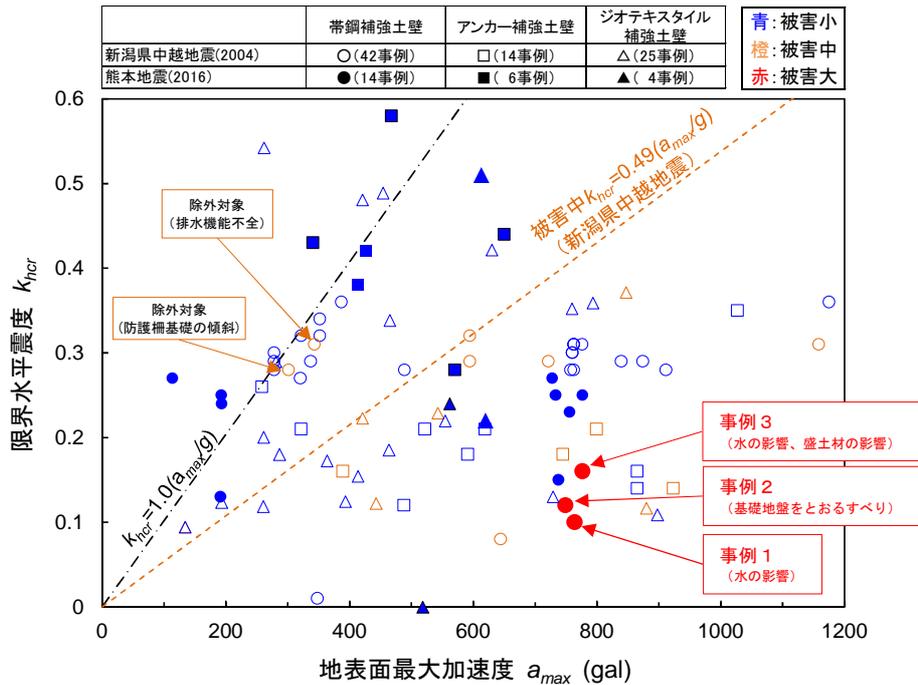


図1 地表面最大加速度、限界水平震度及び被害の程度の関係(文献1)に加筆

## 2. 熊本地震における補強土壁のマクロ的な被害傾向の分析

熊本地震による補強土壁の被害の傾向をマクロ的に分析した。既往の分析手法<sup>1)</sup>に基づき、作用、耐力及び応答をそれぞれ補強土壁設置地点の地表面最大加速度、限界水平震度及び被害の規模として代表させ、それらに関連づけてマクロ的に被害の傾向を把握し、補強土壁の耐震性を調べた。また、2004年新潟県中越地震における分析結果との比較を行い、その違いについて検討した。

### 2.1 分析の方法

分析は、施工実績数が多くかつ設計・施工マニュアルが整備されている代表的な補強土壁<sup>2)</sup>である帯鋼補強土壁<sup>3)</sup>、アンカー補強土壁<sup>4)</sup>、ジオテキスタイル補強土壁<sup>5)</sup>について実施した。このうち、被害事例については盛土材の土質試験結果を得ることのできた事例を対象とした。

#### (1)地表面最大加速度

地表面最大加速度は、司・翠川の最大加速度の距離減衰式<sup>6)</sup>により算出した。なお、距離減衰式に使用する震源断層モデルは国土地理院によるものを適用した<sup>7)</sup>。得られた距離減衰式に基づき補強土壁設置地点の断層最短距離から各箇所地表面最大加速度を与えた。

#### (2)限界水平震度

対象とする補強土壁に対して安定計算を行い、許容安全率を超過する水平震度のうち、最も小さい水平震度を限界水平震度として定義し、これを補強土壁の耐力とし

て代表させた。安定計算は、補強領域の外的安定(滑動・転倒・支持)と補強領域・基礎地盤を含む滑りに関する安定検討(全体安定)について実施した。安定計算で使用する盛土材の土質定数には土質試験結果を用いた。

#### (3)被害の規模

被害の規模については、道路土工構造物技術基準・同解説<sup>8)</sup>の要求性能に基づき次のとおり3つに分類し、現地調査により確認された被害状況を当てはめた。

- ① 補強土壁が健全である、又は、補強土壁は損傷するが、当該補強土壁の存する区間の道路としての機能に支障を及ぼさない状態(被害小)
- ② 補強土壁の損傷が限定的なものにとどまり、当該補強土壁の存する区間の道路の機能の一部に支障を及ぼすが、速やかに回復できる状態(被害中)
- ③ 補強土壁の損傷が、当該補強土壁の存する区間の道路の機能に支障を及ぼすが、当該支障が致命的なものとならない状態(被害大)

### 2.2 分析の結果

図1に地表面最大加速度、限界水平震度及び被害の程度の関係を示す。

被害小については、路面にわずかなクラックが入るような軽微な被害も含まれるため、新潟県中越地震を対象とした既往の分析においては厳密にその範囲を示す入力地震動や限界水平震度の閾値は示されていないが、熊本地震においてもプロットの分布範囲は概ね包含されてい

る。被害中に分類される事例は分析の対象には含まれていなかった。一方で、被害大が3事例認められた。各事例の緒元を表1に示す。限界水平震度が0.10~0.16にあり、他の事例と比べると小さな値の範囲にある。3事例の最寄りの強震動観測地点（3事例の地点から2.4~3.4km）での最大加速度は、補強土壁の壁面に直交する方向に約1300galと大きな地震動が記録されており、周辺の道路構造物、自然斜面等にも著しい被害が発生していた。次章でこれら3事例について変状のメカニズム及び変状要因について検討した結果を詳述するが、事例1は水の影響、事例2は基礎地盤をとおすべり、事例3は水の影響及び盛土材の影響を受けたと考えられる事例である。したがって、補強土壁の耐震性を評価するためには、これら3事例の結果だけでは不十分であることを断っておく。すなわち、新潟県中越地震では被害中が観測された下限値として $k_{ha}=0.49(\alpha_{max}/g)$ を示しているが、熊本地震の被害大の3事例を用いて同様に被害大の下限値を示すことは現時点では適切ではない。

3. 熊本地震における補強土壁の個別事例の調査・分析

第2章に示した被害の程度が大きかった3事例について現地調査を実施した。さらに、変状の形態に応じて安定計算や地震応答解析を実施し、変状のメカニズム及び変状要因について検討した。

3.1 事例1

3.1.1 変状の状況

補強土壁は延長約160m、最高壁高は8.5mでありこの箇所では約10mの高上げ盛土がある。補強土壁の壁面材の基礎部にはコンクリート製の重力式基礎が用いられており、前面側が河川となっている。

(1)崩壊部

2車線道路の1車線が延長約160mのうち約40mにわたり崩壊し、路面に数メートルの段差が発生していた。図2は崩壊部の横断面図である。崩壊部において、露出している部材を目視した範囲では補強材や補強材と壁面材の接続部の破断は認められなかった。

(2)残存部

残存部においても変状が認められる箇所があり、特に崩壊部の端部から約10mの範囲でその程度が著しかった。以下に、変状の程度が著しかった範囲についてその状況を示す。

a)はらみ出し

図3に崩壊部近傍の残存部の壁面の状況とレーザー距離計で測定した壁面の水平変位分布を示す。壁面に著し

表1 各事例の緒元

	事例1	事例2	事例3
震度	震度6強	震度6強	震度6強
最大加速度(gal) <sup>※</sup>	1253(2.4km)	1253(2.5km)	1253(3.4km)
建設年次	1996年	2003年	1999年
最高壁高	8.25m	8.74m	7.5m
上載盛土	2.0~10.0m	1.5~5.0m	10.0m
延長	160m	51.4m	96m
限界	0.10	0.12	0.16
水平震度	(滑動)	(滑動)	(円弧すべり)

※( )は強震動観測点から補強土壁までの距離

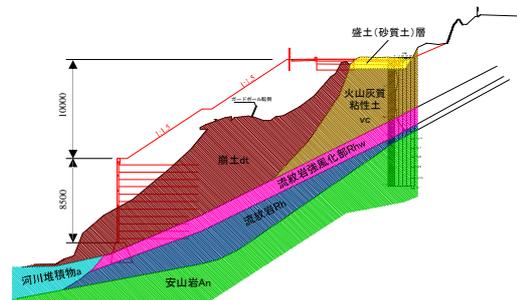


図2 崩壊部の横断面図(事例1)

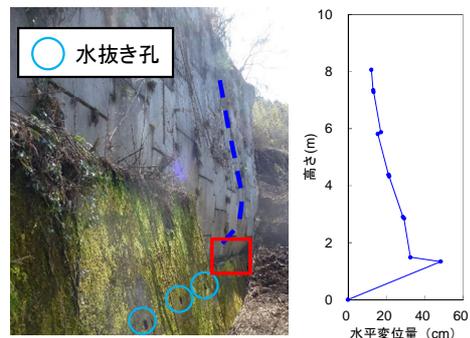


図3 残存部のはらみ出しの状況

いはらみ出しが生じており、そのモードは最下段とその上の壁面材の間を頂点に3角形の分布を示していた。水平変位量は最大で48.4cm、最下段壁面材の傾斜度は35%であった。

左右の隣り合う壁面材間の目地の詰まり及び壁面材の損傷が認められた一方で、壁面材間がずれるような変形は卓越しておらず、盛土材のこぼれ出しは認められなかった。

b)水の状況

本補強土壁は重力式基礎の上に設置されたものである。図3に示したとおり、壁面の著しいはらみ出しが認められた崩壊部近傍においては重力式基礎に水抜き孔が設置

されていない。図3の赤四角部分を拡大したものが図4であるが、補強土壁から水が染み出して重力式基礎の天端が湿潤していた。さらに壁面材にはエフロレッセンスのような固着物が認められたことから、補強土壁の裏込め土に恒常的に水が供給されていたことが想定される。一方で、はらみ出しが小さい又は変状が認められない範囲では水抜き孔が設置されており、この範囲では重力式基礎の天端は比較的に乾燥していた。このように、水の供給状況と変状の程度が調和的であり、水が変状に影響した可能性がある。



図4 重力式基礎天端の状況 (図3の赤四角の範囲)

c) 滑動

図5に崩壊範囲端部からの距離と重力式基礎天端の肩部から壁面材までの離隔の関係を示す。崩壊部に近づくにつれて離隔が狭くなっており、崩壊範囲端部から2mの位置では20cmであった。変状の認められない箇所の離隔が約40cmであったことから、地震動により補強土壁が前面側に滑動したものと考えられる。0~2mの範囲は調査実施の安全を考慮して計測していないが、崩壊箇所では補強土壁が滑動により重力式基礎から滑り落ちた可能性も考えられる。なお、他の箇所も含め、問題となるような重力式基礎の傾斜や滑動(根入れ地盤の変状)は認められない。

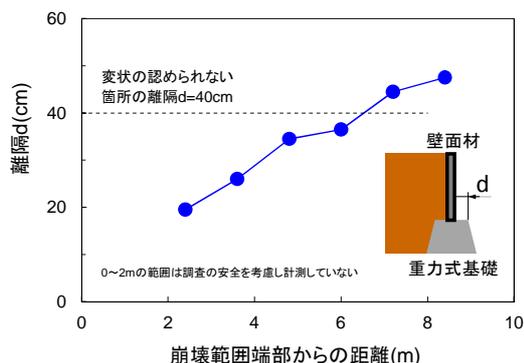


図5 重力式基礎天端の離隔の実測値

3.1.2 盛土材の物理特性及び力学特性

現地から採取した補強土壁の盛土材の物理試験及び力学試験の結果を表2に示す。細粒分含有率が13.6%、内部摩擦角が41.7°であり、補強土壁に適した良質な盛土材が用いられていた。

3.1.3 補強材の土中引き抜き試験

補強材の引抜き抵抗特性を把握するために、当該補強土壁の盛土材を用いて補強土材の土中引き抜き試験を実施した。

図6に試験装置を示す。引き抜き試験装置は土槽、引き抜きのための加力装置(スクリージャッキ)から構成されており、土槽の上蓋に設置されたエアバックを用いて空気圧により上載圧を載荷することができる。土槽の内寸は横1000mm、奥行き600mm、高さ400mmである。土槽の壁面付近においては、壁面と地盤との摩擦により上載圧が十分に伝達されづらいため、壁面摩擦の影響を受けにくい領域において試験を実施するために、土槽内に鋼製のカバーを設置している。

引き抜き試験は次のような手順で行なった。引き抜き試験装置の土槽内において、所定の締め固め度 $D_c$ となるように仕上がり厚さを50mmで管理しながらタンパーで締め固めて地盤を作製した。地盤の作製中に、所定の位置に補

表2 盛土材の物理特性及び力学特性(事例2)

	試験結果	設計値(想定)
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.845	—
自然含水比 $w_n$ (%)	14.3	—
湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.3	19
内部摩擦角 $\phi_i$ (deg)	41.7	30
粘着力 $c_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	2.03	0
細粒分含有率 $F_c$ (%)	13.6	$F_c < 25$
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.961	—
最適含水比 $w_{opt}$ (%)	14.7	—

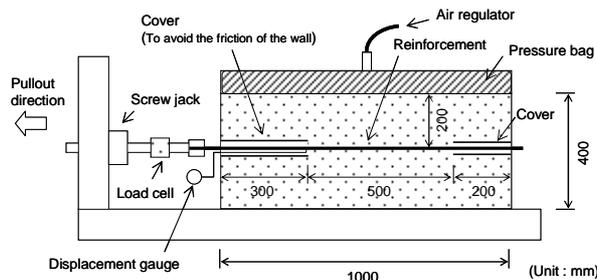


図6 補強材の土中引き抜き試験装置

強材およびカバーを設置し、補強材と加力装置を連結した。その後、土槽に上蓋を設置して所定の上載圧を載荷し、加力装置により補強材を引き抜いた。荷重計および変位計により補強材の引抜き荷重および引抜き変位を測定した。引抜きは変位制御で行い、載荷速さは1mm/minとした。大変位までの引抜き特性を把握するために、約300mmまで引き抜いた。締固め度Dcは90%とし、上載圧は30、60、120、180kN/m<sup>2</sup>の4ケースとした。

図7は引抜き荷重と引抜き変位の関係である。引抜き変位の増加に伴い引抜き荷重が増加し、30~40mm程度の変位で荷重がピークを示した。その後は、徐々に荷重が低下しほぼ一定値に収束する傾向にあった。

図8は拘束圧から換算した土被り厚さと見かけの摩擦係数の関係である。ここで、見かけの摩擦係数は引抜き荷重を上載圧と補強材の表面積で除した値であり、引き抜き荷重の最大値をピーク時、引き抜き変位量150mm時を残留時の値として表記した。見かけの摩擦係数は土被り厚さに対して一定ではなく、土被り厚さが小さいほど大きな値を示している。これは既往の試験結果<sup>3)</sup>と同様のものである。また黒の破線で示した設計値<sup>3)</sup>を上回る摩擦係数を得ている。残留時については、ばらつきはあるものの見かけの摩擦係数はピーク時の約半分に低下している。

### 3.1.4 ニューマーク法による地震応答解析

熊本地震による本補強土壁の地震応答を調べるために、ニューマーク法によるシミュレーション解析を実施した。

#### (1)解析の方法

解析は図9に示すように崩壊部（壁高H=8.25m）、著しいはらみ出しの認められた崩壊部近傍の残存部（H=7.50m）及び崩壊部から約50mの位置ではらみ出しが軽微であった残存部（H=3.75m）の3断面を対象とした。なお、設計図書を手に入れることができなかったことから、外形の測定の結果及び近隣の同年代の補強土壁の設計図書を基に復元設計を行った。

変形量の算定は円弧すべりを仮定したニューマーク法により行った。ニューマーク法は、すべり土塊が剛体で、すべり面における応力-ひずみ関係が剛塑性と仮定して地震時のすべり土塊の滑動変位量を計算する方法である。

円弧すべりの計算式は道路土工-盛土工指針<sup>9)</sup>に基づいて修正フェレニウス法とし、補強材の引抜き抵抗力を考慮した。盛土材の強度定数はピーク強度と残留強度の2つを設定した。ピーク強度の強度定数（ $\phi_{peak}$ ,  $c_{peak}$ ）には三軸圧縮（CD）試験の結果を用い、残留強度（ $\phi_{res}$ ,  $c_{res}$ ）には既往の研究<sup>10)</sup>を参考に次式のとおりとした。

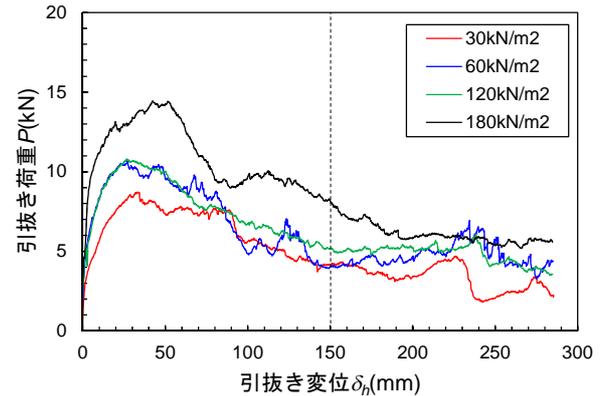


図7 引抜き荷重-引抜き変位関係

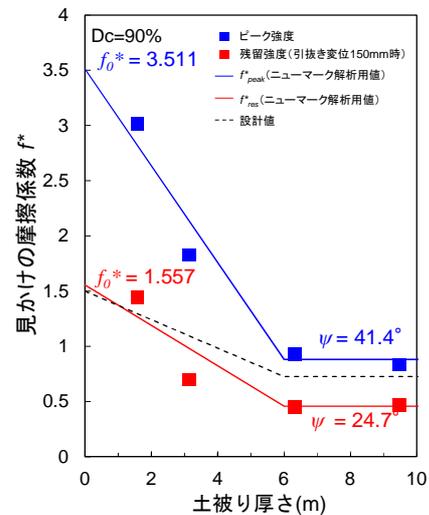


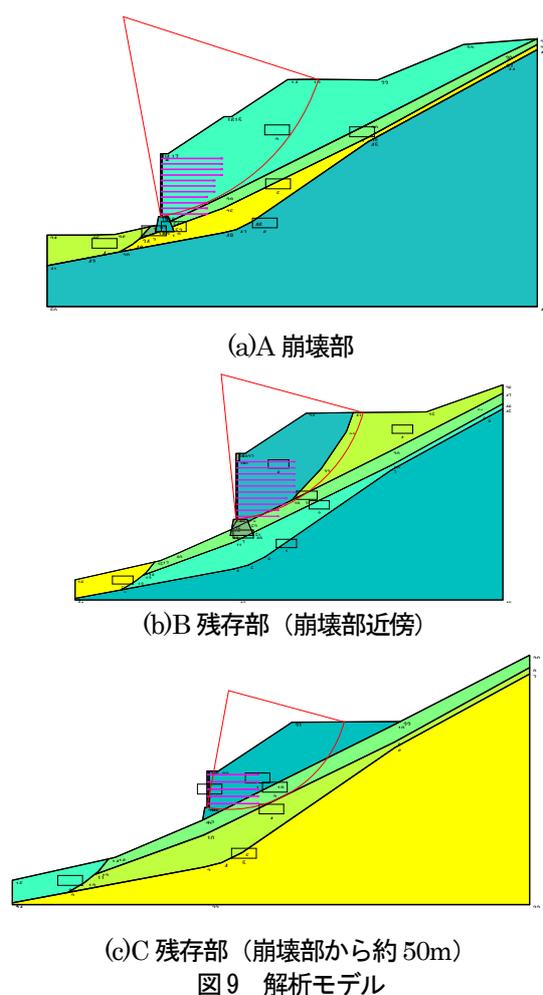
図8 土被り厚さと見かけの摩擦係数の関係

$$\tan(\phi_{res}) = 0.75 \tan(\phi_{peak}) \quad (1)$$

補強材の摩擦抵抗は、補強材の土中引抜き試験で得たピーク強度及び残留強度を拘束圧に対してそれぞれバイリニアでモデル化した摩擦係数を用いた。補強材の軸力の上限値は材料の破断強度とした。

入力地震動には本事例の位置から約2.4kmにある最寄りの強振動観測地点の観測記録を使用した。両者は熊本地震の本震時の推定震度<sup>11)</sup>が同一であり、工学的基盤（Vs=400m/s）から地表に至る最大速度の地盤増幅率<sup>12)</sup>も1.4~1.6程度と類似している。観測記録のEW及びNS方向成分を壁面と直交する方向に時間領域で座標変換した時刻歴波形を用いた。図10は入力地震動の時刻歴波形である。最大加速度は1252galであり、極めて大きな値となっている。

すべり円弧に対して、次式に示すすべり土塊の運動方程式を時間領域で数値積分することで、すべり円弧上を



すべる土塊の残留回転角を算出した。

$$-J\ddot{\theta} + M_{DW} + M_{Dkh} - M_{RW} - M_{Rkh} - M_{RC} - M_{RT} = 0 \quad (2)$$

$$\ddot{\theta} = (k_h - k_y)(M_{DK} - M_{RK})/J \quad (3)$$

ここに、 $\theta$  は回転角、 $J$ は慣性モーメント、 $k_h$ は水平震度、 $k_y$ は降伏震度、 $M_{DW}$ は自重による滑動モーメント、 $M_{RW}$ は自重による抵抗モーメント、 $M_{RC}$ は粘着力による抵抗モーメント、 $M_{RT}$ は補強材による抵抗モーメント、 $M_{DK}$ は地震慣性力の基準滑動モーメント、 $M_{RK}$ は地震抵抗力の基準抵抗モーメント、 $M_{Dkh}$ は地震慣性力による滑動モーメント ( $=K_h \cdot M_{DK}$ )、 $M_{Rkh}$ は地震慣性力による抵抗モーメント ( $= -K_h \cdot M_{RK}$ ) である。

ここで、降伏震度  $k_y$  は、安全率  $F_s = 1.0$  となるときにの水平震度  $k_h$  であり、次式により与えられる。

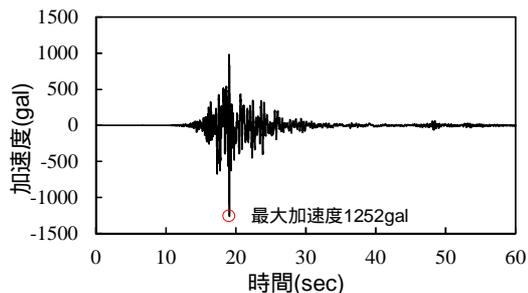


図10 入力地震動

$$k_y = \frac{M_{RW} + M_{RC} + M_{RT} - M_{DW}}{M_{DK} + M_{RK}} \quad (4)$$

数値積分は、ピーク強度又は残留強度において安全率が1となる水平震度が発生した時点から回転速度がゼロになるまでを積分範囲として行った。残留回転角にすべり円弧の半径  $R$  を乗じたものを残留変位量とし、補強土壁のつま先の残留変位量の水平成分を幾何学的に計算した。

表3に解析ケース一覧を示す。図9に示した3つの断面に対して、盛土材の強度低下の有無及び補強材の摩擦抵抗をパラメータとして計12ケースについて実施した。

(2)解析の結果

図9に臨界円弧の形状の例として、盛土材の強度低下を考慮し、補強材の摩擦係数に引抜き試験結果のピーク値  $f_{peak}^*$  を用いた場合について示す。全てのケースにおいて補強領域のつま先をとおる円弧となった。

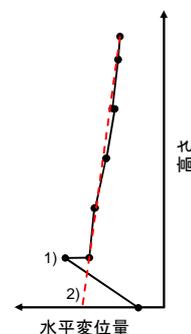
図11に残留変位の時刻歴の例として、CaseB-有-pの結果を示す。17~25秒程度の範囲で残留変位量が増加しており、その他のケースにおいても概ね同様の傾向であった。

図12に壁面の水平変位分布の例として、CaseB-有-pの結果を、実測値と比較して示す。ニューマーク法による解析では滑り土塊は剛体を仮定していることから、壁面の水平変位は線形の分布となる。実際には壁面材の下端部には重力式基礎との摩擦があり、壁面材間はヒンジに近い構造となっていることから最下段の壁面材は前傾が顕著となっているが、壁面の下端部を除くと解析値と実測値の変位分布は調和的である。したがって、本事例においては壁面の水平変位においてすべりによる変位が卓越しているものと考えられる。解析値により実際の挙動の傾向を再現できていると判断し、以後は補強領域のつま先の水平変位量で解析結果を議論する。

表3 解析ケース

	断面	壁高 (m)	壁面水平 変位(mm) <sup>※1</sup>	盛土材 強度低下	補強材 摩擦抵抗 <sup>※2</sup>
CaseA-有-r	A (崩壊部)	8.25	崩壊	有	$f_{res}^*$
CaseA-有-p				有	$f_{peak}^*$
CaseA-無-r				無	$f_{res}^*$
CaseA-無-p				無	$f_{peak}^*$
CaseB-有-r	B (残存部)	7.50	1)624 2)140	有	$f_{res}^*$
CaseB-有-p				有	$f_{peak}^*$
CaseB-無-r				無	$f_{res}^*$
CaseB-無-p				無	$f_{peak}^*$
CaseC-有-r	C (残存部)	3.75	1)71 2)113	有	$f_{res}^*$
CaseC-有-p				有	$f_{peak}^*$
CaseC-無-r				無	$f_{res}^*$
CaseC-無-p				無	$f_{peak}^*$

※1 下図のようにとった水平変位の実測値で、1)は最大値、2)は水平変位の高さ方向分布を線形で補間した場合の補強土壁下端での水平変位



※2  $f_{peak}^*$ : 補強材の土中引抜き試験で得た補強材の見かけの摩擦係数のピーク値  
 $f_{res}^*$ : 補強材の土中引抜き試験で得た補強材の見かけの摩擦係数の残留値

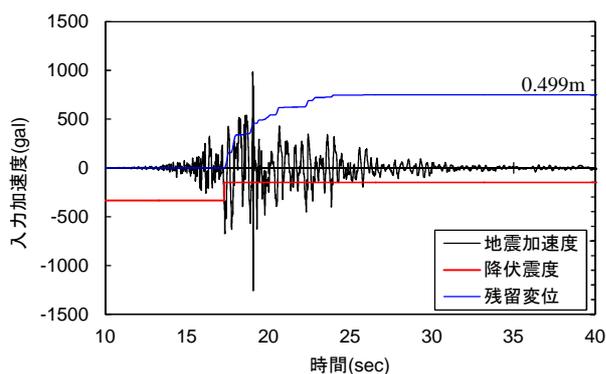


図11 残留変位量の時刻歴 (CaseB-有-p)

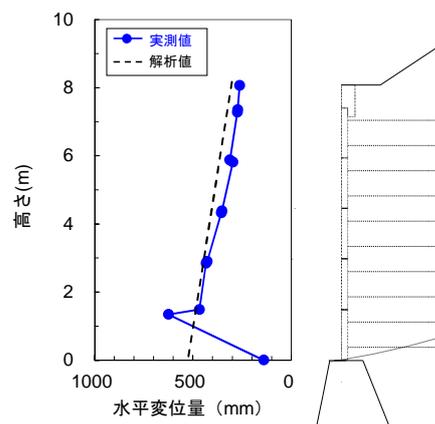


図12 壁面の水平変位分布 (CaseB-有-p)

図13に各ケースの補強領域つま先の水平変位量の残留値を実測値(B、C断面)と比較して示す。実測値については、水平変位の最大値及び滑動変位量を示した。最大値については、図12に示したように最下段とその上の壁面材の間を頂点に3角形の分布を示していたことから、最下段の壁面材の上端部の水平変位に滑動変位を加えた量が示されている。滑動変位については、重力式基礎天端の肩部から壁面材までの離隔の設計値を、変状のなかった箇所の400mmと仮定し、400mmから離隔の実測値を減じることで与えている。解析結果については盛土材の強度低下の有無及び補強材の摩擦抵抗(ピーク又は残留)の設定によって変位量が大きく異なるものの実測値は解析結果の範囲内にある。断面Cでは盛土材

の強度低下を考慮せず補強材の摩擦抵抗を残留強度  $f_{res}^*$  とした場合が実測値に最も近い値を示している。断面Bでは盛土材の強度低下を考慮し補強材の摩擦抵抗をピーク強度  $f_{peak}^*$  とした場合をやや上回っている。断面B及びCでは実測値と最も近い値を示す解析条件が異なっている。断面Bでは図4のように補強土壁から水が染み出していたことが確認されたが、断面Cでは水は確認されず、両者は水の条件が異なっている。本解析では水の影響は考慮していないことから、断面B及びCで実測値と最も近い値を示す解析条件が異なった可能性も考えられる。

断面Bの結果の傾向を断面Aの結果に単純に当てはめると、約1050mm (= (624/496) × 838) の水平変位

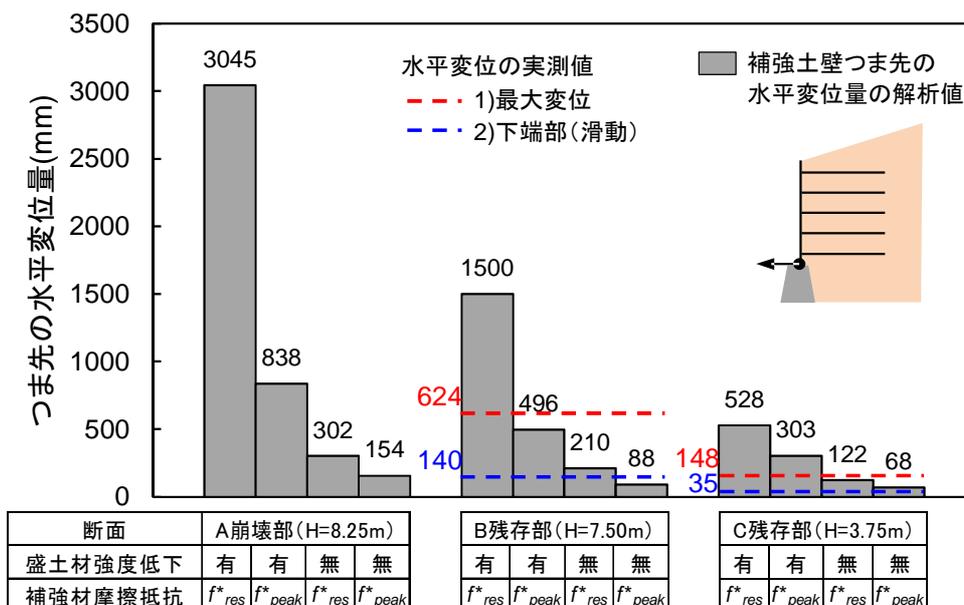


図13 補強領域のつま先の水平変位量

となり、この変位に至るまでに崩壊が発生したこととなる。ただし、すべりによる崩壊、前述の滑動による重力式基礎から滑り落ちたことによる崩壊のいずれかは、本報のような簡易な解析だけでは明らかにできないことからさらなる調査及び検討が必要である。

### 3.1.5 まとめ

崩壊箇所の近傍の残存部においては、水平変位 50cm 程度の著しい壁面のはらみ出しが認められた。一方で、盛土材のこぼれ出しは認められず、少なくとも 50cm という大変位が生じるような状態においても、壁面材及び目地材は盛土材のこぼれ出しを防ぐという機能を維持していた。

崩壊部近くの重力式基礎には水抜き孔が無く、補強土壁の下端部が湿潤しており、又、恒常的に水が供給されていたような痕跡が認められた。2004年新潟県中越地震で壁面に大きなはらみ出しの生じた補強土壁についても、補強領域内部が高含水状態となっていたことが報告されている<sup>13)</sup>。本事例においても、補強領域内部に水が浸入し、地震動による変状を助長した可能性がある。現行の設計・施工マニュアルでは、当該補強土壁が建設された当時と比較して、壁背面排水層、基盤排水層等を設置することが標準仕様となっていることから、水を要因とする変状に対して改善がなされている。

重力式基礎天端の肩部から壁面材までの間隔が崩壊部に近づくにつれて狭くなっており、地震動により補強土壁が前面側に滑動し、補強土壁が重力式基礎から滑り落ちた可能性は否定できない。重力式基礎から滑り落ちる

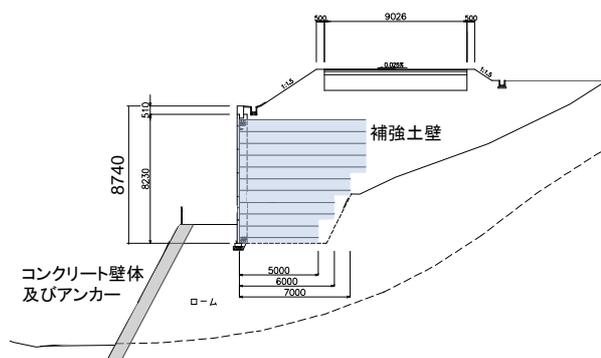


図14 横断面図(事例2)

ことは補強土壁の崩壊につながる容易に想像されることから、重力式基礎天端での滑動を抑制する対策を検討していくことも必要と考えられる。

ニューマーク法による解析の結果は、実測の壁面変位量と大きく異なる範囲で整合していた。一貫した盛土材及び補強材の摩擦係数の条件で実測値を説明することはできず、解析で考慮していない水の影響が変状を助長させた可能性がある。著しいはらみ出しの認められた崩壊部近傍の残存部の結果の傾向を崩壊部に単純に当てはめると、約 1050mm の残留水平変位となり、この変位に至るまでに崩壊が発生したこととなる。

## 3.2 事例2

### 3.2.1 変状の状況

図14に横断面図を示す。補強土壁の最高壁高は8.74mであり、補強土壁の下部には高さ約9.5mのコンクリート

製の壁体及びグラウンドアンカー（以下「アンカー」という。）が設置されている。なお、アンカーは頭部の異なる2種類が用いられており、最下段のアンカーは旧タイプアンカーが用いられていた。

延長約50mのうち約15mにわたり、図15のように路面に最大で約1mの段差が発生していた。段差が発生した範囲はコンクリート壁体が設置されていた範囲と概ね一致していた。

補強土壁は図16のようにその壁面が一様に約5°後傾していた。図17のように左右の隣り合う壁面材間で約15cmの目地開きが発生していた。裏込め材は顕著なこぼれだしには至っていなかったが、壁面材の裏側に設置された不織布の端部が現れて裏込め材が露出している。設計上の目地間隔は1cmであり、壁面材が面内方向に約14cm変位したこととなるが、変位の原因を明らかにするためにはさらなる調査が必要である。外観上は目地開きが発生した箇所を除いて、補強土壁の構造的な機能に影響するような顕著な変状は認められなかった。

図17にコンクリート壁体及びアンカーの正面展開写真及びコンクリート壁体前面の勾配の実測値を示す。コンクリート壁体には、主に最下段のアンカーのやや上側において曲げ圧縮破壊と考えられる損傷が生じていた。変状の無い箇所の勾配が1:0.5程度であったのに対し、コンクリート損傷部より上部は1:0.3~1:0.24程度に前傾していた。さらに、コンクリート損傷部では最大で約8cmの面外方向のずれが生じていた。コンクリート壁体が損傷していた範囲において1本のアンカーの破断が認められた。

### 3.2.2 盛土材の物理特性及び力学特性

補強土壁の盛土材の物理試験及び力学試験の結果を表4に示す。細粒分含有率が2.1%、内部摩擦角が40.4°であり、補強土壁に適した良質な盛土材が用いられていた。

### 3.2.3 臨界円弧に基づく幾何学的変位の検討

本事例では、補強土壁を含むすべりの発生が疑われることからすべりの位置を推定するために、変状の状況を踏まえた円弧すべり計算を実施した。計算の方法は修正フェレニウス法とした。盛土材及び基礎地盤の強度定数は表4のとおりとした。なお、基礎地盤の物性が不明なため、土質から強度定数を推定した<sup>14)</sup>。コンクリート壁体及びアンカーは設計条件が不明なため、コンクリート壁体は土として扱い、アンカーの抑止力は考慮していない。変状の形態を踏まえ、路面の段差の位置をとおりすべりとした場合及びコンクリート壁体の損傷位置をとおり



図15 路面の状況



図16 補強土壁の壁面の状況

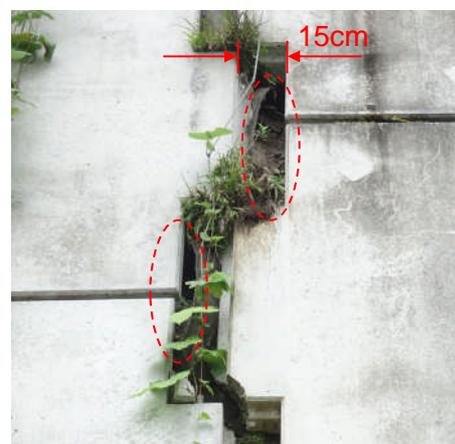


図17 目地開きの状況

表4 盛土材の物理特性及び力学特性（事例3）

	盛土材	基礎地盤 <sup>※1</sup>
土質分類	砂混じり礫	ローム
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.668	-
湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.3	14
内部摩擦角 $\phi_a$ (deg)	40.4	0
粘着力 $c_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	0	30
細粒分含有率 $F_c$ (%)	2.1	-

※1: 仮定値

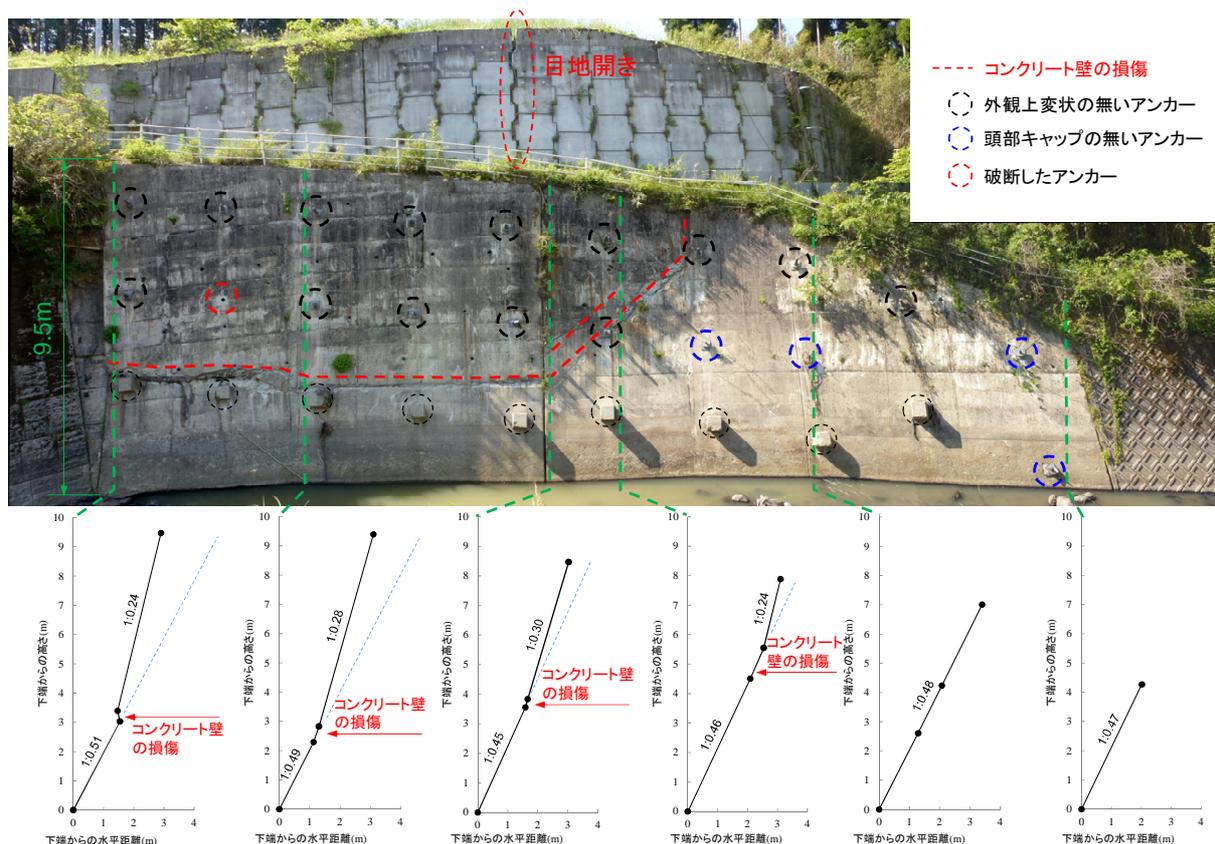


図17 コンクリート壁体及びアンカーの状況（上段：正面展開写真、下段：コンクリート壁体前面の勾配の実測値）

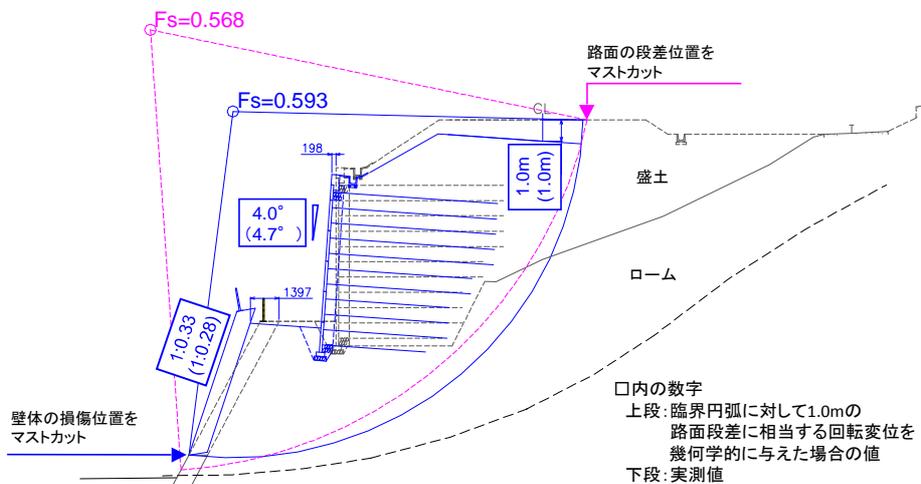


図18 臨界円弧と変位量の状況（コンクリート壁体及びアンカーは設計条件が不明なため、コンクリート壁体は土として扱い、アンカーの抑止力は考慮していない。）

るすべりとした場合の2通りについて臨界円弧を求めた。

図18に安定計算の結果を示す。路面の段差の位置をとるすべりとした場合及びコンクリート壁体の損傷位置をとるすべりとした場合のいずれも、円弧は補強土壁の下部をとおりその形状はほぼ同様である。なお、前述のとおりコンクリート壁体及びアンカーについては設計条件が不明なため計算に考慮していないことから、ここ

で示した安全率の絶対値については議論しない。

壁体の損傷位置をとるすべり円弧に対して、1.0mの路面段差に相当する回転変位を幾何学的に与えた（図中の青線）。なお、コンクリート壁体については前傾が卓越していたことから、回転変位により壁体の移動した面積補強土壁の壁面の勾配については、幾何学的に回転させた場合が4.0°に対して実測値は4.7°であり、同様に

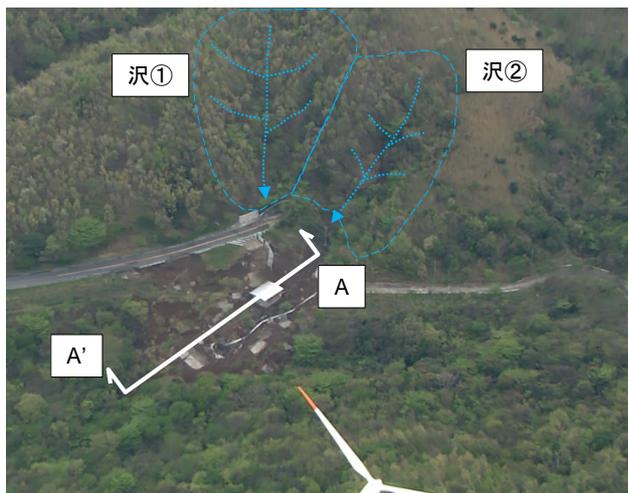


図19 崩壊の状況①

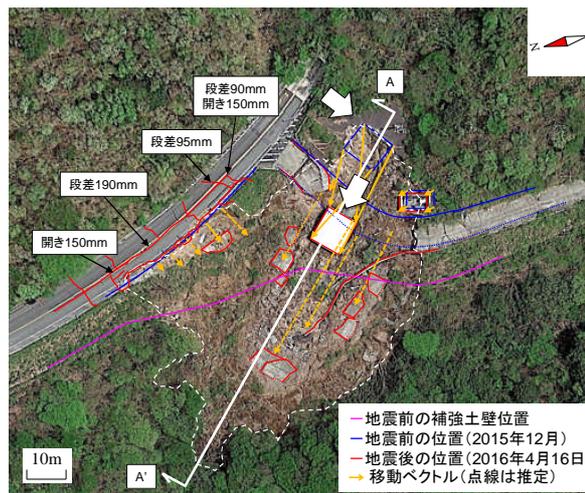


図20 崩壊の状況②

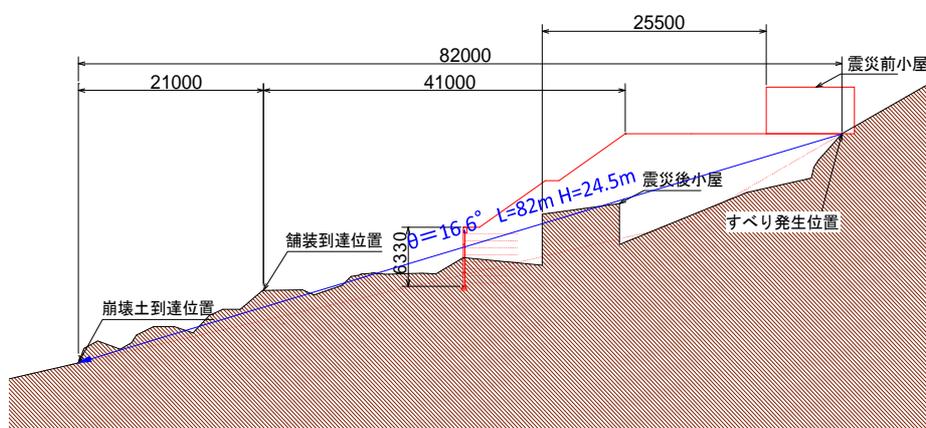


図21 A-A' 断面

コンクリート壁体は1:0.28に対して1:0.33と調和的である。従って、補強土壁の下を通るすべりが発生し、補強土壁がその形状を保ったまま後傾したものと考えられる。

### 3.2.4 まとめ

臨界円弧に基づいた幾何学的な変位は変状の状況と調和的であり、当該事例では補強土壁を含む基礎地盤のすべりが発生したと判断することができる。補強土壁自体は壁面にはらみ出し等はなくその形状を保持した状態であって、補強メカニズムが有効に保持されているものと考えられる。ただし、約15cmの目地開きが生じた箇所では不織布がずれてその端部が現れて裏込め材が露出していた。こぼれ出しが生じた事例を分析し、対策の要否やその手法について検討していく必要がある。

## 3.3 事例3

### 3.3.1 変状の状況

補強土壁は延長が約96m、最高壁高は7.5mであり、沢

を横断するように設置されている。このうち、最高壁高の箇所を含む延長約70mにわたり崩壊した(図19、20)。崩壊せずに残った部分の補強土壁には、壁面のはらみ出し等の変状は生じていない。また、崩壊部において、露出している部材を目視した範囲では補強材の破断は認められなかった。

崩壊の発生前後の航空写真を用いて、防護柵、舗装等の目標物とできるもの位置から移動ベクトルを判読し、図20に併記している。移動ベクトルは北西方向に向かっており、この方向に崩壊が発生したと判断できる。

図21に図19及び図20に記載したA-A'断面、すなわち崩壊の方向の断面図を示す。崩壊到達距離が82m、見通し角が16.6°であった。崩壊の源頭部にあったトンネルの電気室が約25m、路面の舗装版が最低でも約41m移動していた。補強土壁を含む盛土部分の大きさ及び見通し角に対して、崩壊土砂の到達距離が長い傾向にある。

図22は平成28年7月19日に撮影した崩壊の源頭部の



図 22 崩壊源頭部の水の状況 (平成 28 年 7 月 19 日撮影)

状況である。撮影した 3 日前に 38mm の日降雨量 (アメダス南阿蘇) の降雨があったが、この降雨によるものと思われる水が図 19 に示した沢②より流入していた。崩壊の程度が著しかったため盛土の排水施設の状況を詳細に確認することはできなかったが、当該盛土は沢からの水の影響を受けやすい条件にあり、盛土内が滞水した状態で地震動を受けた結果として図 21 のように崩壊到達距離が長くなった可能性がある。なお、地震発生の日前には 103.5mm の日降雨量が記録されている。

### 3.3.2 盛土材の物理特性及び力学特性

崩壊土砂から採取した盛土材の物理試験及び力学試験の結果を表 5 に示す。内部摩擦角  $\phi'$  が  $35.0^\circ$ 、 $c'$  が 3.60 で設計値を超えているものの、細粒分含有率が 31.9% とやや高い値を示した。また、自然含水比も 55.6% と高く、水を含みやすい材料であると考えられる。

### 3.3.3 まとめ

本事例では、補強土壁を含む盛土の大きさ及び見通し角に比べて崩壊土砂の到達距離が長い傾向にあった。現地の排水施設の状況を詳細に確認することはできなかったが、崩壊の源頭部には沢からの水が流入するような条件にあった可能性があること、盛土材の土質試験の結果より水を含みやすい材料であったことも、崩壊土砂の到達距離が大きくなる結果として現れた可能性がある。なお、これらの結果だけでは崩壊のメカニズム及び要因を特定することは困難であるものの、補強土壁の耐力に対して大きな地震動の作用、水の存在及び排水性の良くない盛土材が変状に影響したことは否定できない。

## 3.4 推定される各事例の変状要因の整理

表 6 に、前述した 3 事例の変状に対して推定される主な変状要因を一覧として示す。変状要因の種類は、基礎地盤、水、盛土材及び部材 (目地) の 4 種類に分類され

表 5 盛土材の物理特性及び力学特性 (事例 3)

	試験結果	設計値
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.755	—
自然含水比 $w_n$ (%)	55.6	—
湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.3	19
内部摩擦角 $\phi'$ (deg)	35.0	30
粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	3.60	0
細粒分含有率 $F_c$ (%)	31.9	25
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.098	—
最適含水比 $w_{opt}$ (%)	48.5	—

た。

(1)については、滑り落ちが発生すると崩壊につながることから、重力式基礎の適用を控える、やむを得ず適用する場合には重力式基礎の天端に十分な離隔を確保する、又はせん断キヤを設置するなどの対策を検討していくことも必要と考えられる。

(2)については、基礎地盤のすべりにより補強土壁がその形状を保ったまま変位する場合には、補強領域は一体であり補強土壁の変形に与える影響は小さいと考えられる。

(3)及び(4)については、地震動による補強土壁の変形を助長したと考えられるものである。変形ははらみ出しとして現れ、補強土壁の性能の観点からその影響の検証が必要である。

(5)については、地震動による補強土壁の変形を助長したと考えられるものである。補強土壁の性能の観点からその影響の検証が必要である。

(6)については、盛土材のこぼれ出しは補強土壁の補強メカニズムを消失させ、補強土壁の変形を助長するものであると考えられる。したがって、本事例以外にもこぼれ出しが生じた事例の分析をとおして、現行のこぼれ出し抑制のための構造の機能上の限界や補強土壁の平面的な形状や隣接構造物との位置関係を踏まえて、こぼれ出し抑制のための構造に求められる機能を整理していく必要がある。

## 3.5 変状メカニズム及び変状要因に基づく点検の着目点の抽出・整理

上記の 3 事例の変状メカニズム及び変状要因を踏まえて、現時点の情報に基づき点検における着目点を整理した結果を示す。ただし、変状要因のうち盛土材については、特に補強土壁の場合では直接目視することが困難で

表6 推定される各事例の変状要因

	事例1	事例2	事例3
基礎地盤 (基礎)	(1) 補強土壁の滑動により、補強土壁が重力式基礎から滑り落ちた可能性がある。	(2) 補強土壁を含む基礎地盤のすべりが発生した可能性が高い。	
水	(3) 補強土壁の下端部が湿潤しており、又、恒常的に水が供給されていたような痕跡が認められた。		(4) 崩壊の源頭部には沢からの水が流入するような条件にあった可能性がある。
盛土材			(5) 細粒分含有率が高く、水を含みやすい傾向にあった。
部材 (目地)		(6) 左右の隣り合う壁面材間の目地開きが生じた箇所、不織布がずれてその端部が現れて裏込め材が露出していた。	

あり、また外観上の変状が認められた後に、その要因として調査されるべきものであることから、ここでは言及しない。

### 3.5.1 基礎地盤（基礎）の状況

点検において基礎地盤は直接目視できるものではないが、事例2のように補強土壁自体を別の構造物で支持している場合には、その変状状況も入念に確認する必要がある。また、補強土壁が重力式基礎に設置されている場合には、滑動変位を確認するために、重力式基礎の肩から壁面材までの離隔を計測して、変状前の値等と比較することが重要である。

### 3.5.2 水の状況

事例1や事例3のように、壁面材の目地からの水の染み出しの状況に加えて、エフロレッセンスのような恒常的に水が存在している痕跡も重要な視点となる。また、事例1のように、重力式基礎の排水孔をはじめとして、排水施設の有無や、排水施設が設置されている場合にはその機能が十分で、かつ維持されているかもあわせて点検する必要がある。

### 3.5.3 目地の状況

目地開きは盛土材のこぼれ出しに進展する事象である。点検では単純に目地開きの有無やその量を測定するだけでなく、補強土壁の機能の観点からは、目地開きが進行した場合のこぼれ出しまでの余裕を把握する必要がある。例えば、目地開きの大きさと壁面材の裏側に設置されている不織布の形状・寸法に応じて、盛土材のこぼれ出しが発生するまでの余裕を評価する必要がある。

### 3.5.4 壁面の変位分布

壁面の水平変位の量にもよるところであるが、事例1及び事例2を踏まえると、壁面の水平変位分布のモードに基づいて変状要因や健全度を評価する必要がある。すなわち、事例1では最下段とその上の壁面材の間を頂点に3角形の分布を示しており、この場合には補強領域内ですべりが発生していることが疑われる。事例2では、一様に後傾しており、この場合には基礎地盤を含むすべりの発生が疑われる。もちろん、このような評価を行うためには、壁面の水平変位を定量的に取得する必要がある。

## 4. まとめ

平成28年熊本地震で被害を受けた補強土壁に対して、マクロ的に被害の傾向を調べた。また、被害の規模が大きかった3事例について、変状の状況に応じた試験、シミュレーション解析等を実施して、変状メカニズム及び変状要因を推定した。以下に、本報告の範囲で得られた知見を示す。

- 1) 地表面最大加速度、限界水平震度及び被害の程度を関連づけてマクロ的に分析した。被害中の事例は対象に含まれていなかったが、被害小の傾向は2004年新潟県中越地震での被害と概ね同様であった。
- 2) 一方で被害大に分類されるものが3事例あり、限界水平震度が0.10~0.16で他の事例と比べると小さな値の範囲にあるものの、1300gal程度の最大加速度が作用したと考えられる地点に立地し、周辺の道路構造物、自然斜面等には著しい被害が多発していた。

- 3) 事例1は、延長約40mにわたって崩壊しており、この近傍の残存部においては水平変位 50cm 程度の著しい壁面のはらみ出しが認められた。50cm程度のはらみ出しが生じた箇所では補強土壁の下端部が湿潤しており、又、恒常的に水が供給されていたような痕跡が認められたことから、水が変状に影響した可能性がある。ニューマーク法による地震応答解析の結果は、実測の壁面変位量と大きく異なる範囲で整合していた。
- 4) 事例2は、延長約15mにわたって路面に最大で約1mの段差が生じており、補強土壁の壁面は約5°後傾していた。安定計算上の臨界円弧に基づいた幾何学的な変位は、変状の状況と調和的であり、当該事例では補強土壁を含む基礎地盤のすべりが発生したと判断することができる。ただし、約15cmの目地開きが生じた箇所では不織布がずれてその端部が現れて裏込め材が露出していた。
- 5) 事例3は、延長約70mにわたり崩壊していた。崩壊のメカニズム及び要因を特定することは困難であったものの、沢からの水の影響及び排水性の良くない盛土材が変状に影響したことは否定できない。
- 6) 3つの事例に対する変状の要因を補強土壁の変形の観点から整理した。
- 7) 3つの事例に対する変状メカニズム及び変状要因に基づく点検の着目点を抽出・整理した。

### 謝辞

本研究にあたり、日本テールアルメ協会、多数アンカー式補強土壁協会及びジオテキスタイル補強土工法普及委員会には被害事例の収集・分析に対して多大なるご協力を頂いた。熊本県阿蘇地域振興局には調査に協力いただくと共に多くの資料をご提供いただいた。ここに記して謝意を示す。

### 参考文献

- 1) 中島進、藪雅行、石原雅規、佐々木哲也：模型実験・地震被

- 害事例の解析による道路土工構造物としての補強土壁の耐震性評価、土木技術資料、Vol.54-9、pp.38-41、2012.9
- 2) 一般社団法人日本道路協会：道路土工—擁壁工指針、2012.7
- 3) 一般社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回改訂版、2014.8
- 4) 一般社団法人土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル 第4版、2014.8
- 5) 一般社団法人土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第2回改訂版、2013.12
- 6) 司宏俊、翠川三郎：断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式、日本建築学会構造系論文集、Vol.523、pp63-70、1999.9
- 7) 一般社団法人日本道路協会：道路土工構造物技術基準・同解説、2017.3
- 8) 国土交通省国土地理院ホームページ  
(<http://www.gsi.go.jp/common/000140781.pdf>)
- 9) 一般社団法人日本道路協会：道路土工—盛土工指針、2010.4
- 10) 佐伯宗大、大窪克己、浜崎智洋、北村佳則、稲垣太浩、濱野雅裕、龍岡文夫：高速道路盛土の大規模地震時の耐震性検討（その1）～盛土材のせん断強度の検討～、第39回地盤工学研究発表会、2004
- 11) 防災科学技術研究所ホームページ自然災害情報室  
2016/04/16 01:25 頃発生 震度分布 J-RISQ  
(<http://dil.bosai.go.jp/>)
- 12) 防災科学技術研究所 地震ハザードステーション J-SHIS Map (<http://www.j-shis.bosai.go.jp/>)
- 13) 北村佳則、長尾和之、松澤佳一、永倉秀典：強振動を受けたテールアルメの現地調査（第一次調査）—補強盛土内部の調査および健全性評価—、第40回地盤工学研究発表会、pp.981-982、2005.7
- 14) 東日本高速道路株式会社、中日本高速道路株式会社、西日本高速道路株式会社：設計要領第一集土工保全編・土工建設編、pp.1-52、2016.8
- 15) 一般社団法人土木研究センター：アダムウォール（補強土壁）工法設計・施工マニュアル、2014.9

## 7.3.2 土工構造物に関する研究（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，東 拓生，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、進展可能性が高い変状や発生部位が集中しやすい変状については、特徴を踏まえた経過観察と結果の記録・保存により、進展状況を時系列的に評価する必要性が考えられた。また、基礎地盤の沈下、背面盛土や上部道路盛土の変形やこれらが要因の変状、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などについては、カルバート供用開始後には極力生じさせないように、設計や施工で配慮する必要があると考えられた。

キーワード：カルバート，変状，進展可能性，盛土，点検

### 1. はじめに

7.1.7で整理したカルバートの主な変状が道路機能に与える影響について、7.2.3にまとめた。すなわち、進展可能性の高い変状は、道路機能の維持に支障をきたす可能性も高いため、経過観察、要因分析、早期の措置が必要であることを示した。

そこで本節では、各種変状の進展可能性と点検における着眼点を整理する。

### 2. 変状の進展可能性と点検における着眼点

7.1.7および7.2.3でまとめた各種変状の進展可能性と点検における着眼点について、以下に示す。

#### 2.1 継手部的変状

継手部的変状は、継手部材の破損が見られたこと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であれば、継手部の早期の補修により進展可能性は低くなると考えられる。

一方で、継手部の開き・ずれを進展させる要因として、基礎地盤の沈下（圧密沈下、即時沈下）や背面盛土の変形も考えられるが、これらが原因の場合は、その進行状況によっても、継手部の開き・ずれの進展の可能性は異なる。このため、継手部を補修しても、基礎地盤の沈下や盛土の変形が継続する場合、継手部の開き・ずれやそこから再度変状が生じる可能性は残る。

継手部の開き・ずれは、継手部材の破損、破損した継手部から内空への土砂や水の流入や、内空道路面の亀裂・段差などを発生させる可能性が高いので、変状の原

因と変状の進展に注意が必要といえる。

そこで、点検時には、継手部材の劣化以外に、カルバートブロック間の開口、土砂や水の流入、カルバートブロック間の段差、内空道路面の継手位置における亀裂や段差などの有無や程度について注意深く確認し、その結果を記録・保存する必要がある。これらを活用し、継手部の開き・ずれの有無や変状の原因も含めた進展可能性を評価し、適切な措置に反映する必要がある。

#### 2.2 活荷重による頂版のひびわれ

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、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。

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、ひびわれの本数が増えるといった進展可能性が高い。特に、土かぶり小さく、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。

なお、頂版には温度応力や乾燥収縮など、活荷重とは異なる要因のものも含め、複数のひびわれが同時に発生することが多い。点検においては、発生位置や方向、当該カルバートの立地条件等から、ひびわれの原因の適切な判断が必要である。このため、カルバート完成時から毎回の点検結果を適切に記録・保存し、時点毎の交通量と活荷重によるひびわれの発生・進展の関係を時系列的に把握する必要がある。

### 2. 3 偏土圧によるひびわれ

偏土圧によるひびわれは、カルバートの片側に集中して発生・進展しやすく、特定の位置に弱点箇所を生じる可能性がある。偏土圧によるひびわれが集中して発生する部位や本数も、斜角や坑口の構造などによって異なる。

点検時には、活荷重による頂版のひびわれや側壁のひびわれについて、片側に偏っていないか確認し、片側に多く発生しているひびわれが見られる場合は、偏土圧による影響を疑う必要がある。

偏土圧によるひびわれや発生部位を特定し、その幅や深さ、本数の顕著な増加がないか、カルバート完成時から毎回の点検結果を適切に記録・保存し、進展状況について時系列的に把握する必要がある。

### 2. 4 その他ひびわれ

頂版・側壁・ウイングでは、発生要因の異なる多数のひびわれが同時に発生する。乾燥収縮によると考えられるひびわれは頂版、側壁、ウイングともに多いが、この他に、頂版では活荷重、側壁では温度応力、ウイングではアルカリ骨材反応によると考えられるひびわれも多い。これらの進展可能性はそれぞれ異なる。

例えば、活荷重により生じる頂版のひびわれは2. 2で述べたとおり進展可能性が高いが、側壁の温度応力ひびわれは、場所打ちコンクリートのカルバートでコンクリートが底版から順に打設され、強度発現する際の水和熱の影響によるひびわれであり、進展可能性は低いと考えられる。

しかし、一般的には進展可能性が低いと考えられるひびわれでも、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することも考えられる。

そこで点検時には、各ひびわれの発生位置や方向などから、進展可能性の高いひびわれだけでなく、進展の顕著なひびわれにも着目する必要がある。カルバート完成時から毎回の点検結果を適切に記録・保存し、各ひびわれの発生と進展について、時系列的に把握する必要がある。

### 2. 5 頂版または側壁の漏水

頂版や側壁の漏水は、継手部の開き・ずれや貫通したひびわれを契機に生じるもの、写真-1に例示するようにコンクリート打継ぎ目の不良部分やコンクリート欠損部から生じるものなど、発生の部位や要因は多様である。いずれの場合も、頂版や側壁のコンクリートに漏水がある場合、コンクリート内の鉄筋が腐食し、部材の強度不足に進展する可能性が高い。特に、錆汁が生じている場合は既に鉄筋が腐食している可能性が高い。そのため、



(a) 貫通ひびわれや打継目からの発生が考えられる漏水



(b) 欠損部からの発生が考えられる漏水

写真-1 漏水の例

経過観察や進展の程度に応じた措置を要する変状であるが、進展するほど、措置のために道路機能に及ぼす影響も大きくなるといえる。

そこで、点検時には漏水やその兆候を注意深く確認、記録し、経過観察や措置に反映していく必要がある。

### 2. 6 コンクリートのうき・剥離・鉄筋露出・遊離石灰

コンクリートのうき・剥離・鉄筋露出は、進展し続けると、コンクリート片の落下による第三者被害や、鉄筋の腐食による部材の強度不足に至る可能性の高い変状である。遊離石灰が見られる場合、コンクリート内部への水分の浸入が疑われ、鉄筋の腐食に至る可能性がある。

これらは比較的速く進展して安全性の面での支障になると考えられるため、日常点検も含めて経過観察が必要である。

### 2. 7 内空道路面の亀裂

カルバートブロックの不同沈下に伴うものであれば、カルバートブロックの沈下や、継手部の開き・ずれと併せて進展可能性が高い変状である。舗装面の劣化のみの場合は、舗装の打変えをすれば変状の進展可能性は低いと考えられる。

継手部に沿って亀裂が発生している場合や、亀裂の幅や段差の進展が見られる場合は、カルバートブロックの

不同沈下による可能性が高い。継手位置に関係なく全体に亀裂が見られる場合は、凍結融解などによる舗装の劣化の可能性が高い（写真-2）。

そのため、内空道路面の亀裂については、発生位置や進展について着目する必要がある。



写真-2 凍結融解による舗装の亀裂の例

## 2. 8 ウイングの水平変位

ウイングの水平変位は、擁壁への取付部との開口や段差から推定されると考えられる。ウイングに変位が見られる場合、周辺盛土にも変位が見られる可能性があるため、それらの確認も必要であると考えられる。

## 2. 9 カルバートブロックの水平変位

今回、カルバートブロックが水平方向に変位していることが確認されたのは3件（2.7%）のみで、いずれも、施工時にカルバートブロックの遊間の幅が不均一になったことや、カルバートブロックがねじれて見えたことを契機に、横断方向の両側で沈下量や変位量を計測した結果確認したものであった。

カルバートブロックの水平変位は、目視でも変位の可能性を確認できるほどの状態まで進展してからの計測となることが多いと考えられる。しかし、変位が確認された場合には、盛土にも変位が見られる可能性があるため、それらの確認も必要であると考えられる。

## 2. 10 カルバートブロックの不同沈下

カルバート内空道路と取付道路の境目、カルバートに境にした上部道路面の明らかな段差により、カルバートブロックの不同沈下が推定される。これらの変化が見られた場合には、盛土の点検も必要と考えられる。

## 2. 11 背面盛土および上部道路盛土の変形

背面盛土および上部道路盛土の変形は、上部道路面の亀裂や段差（写真-3）、ウイングの変位、ウイング取付部からの盛土材のこぼれ出しによって確認され得るが、この場合カルバート本体や継手にも変位が生じている可能

性もあるため、本体についても注意深く点検する必要がある。



写真-3 上部道路面の亀裂および段差（常時）の例

## 2. 12 基礎地盤の沈下

基礎地盤の沈下は、内空道路面の亀裂や段差、供用開始後の沈下対策として内空断面の余裕を確保した場合の内空高さの変化から推定され得るが、それ以外は施工時にカルバートの沈下やそれに伴うと考えられるひびわれが見られたことを契機に変位観測により確認されることが多い。

この場合、カルバート本体や継手にも変位が生じている可能性もあるため、本体についても注意深く点検する必要がある。

## 2. 13 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、作用すると考えられる荷重に対して、十分な強度を持たせた設計が必要である。

## 2. 14 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等の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. まとめ

カルバートの各種変位の進展可能性と、点検時の着眼点や設計時の留意点について整理した。

その結果、継手部の変位や活荷重による頂版のひびわれのように進展可能性の高い変位、偏土圧によるひびわれのように発生部位が集中しやすい変位については、そ

の特徴を踏まえた経過観察と、その結果の記録・保存により、進展状況を時系列的に評価する必要性が考えられた。

また、基礎地盤の沈下、背面盛土や上部道路盛土の変

形やこれらが要因の変状、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などについては、カルバート供用開始後には極力生じさせないように、設計や施工で配慮する必要があると考えられる。

## 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に関する研究（検査手法）

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、加藤祐哉

#### 【要旨】

社会資本ストックの効率的な維持管理や長寿命化のための1つの方法として、プレキャスト部材の活用が挙げられる。本研究では、プレキャスト部材の特性に応じた品質管理のための検査手法構築を検討している。平成28年度はプレキャスト部材の製造過程が品質に及ぼす影響について、これまでに得られた知見を文献調査にて整理して課題を抽出した。また、道路橋のプレキャスト部材を想定した配合のコンクリート供試体を作製し、養生方法や混和材使用の有無による影響評価を行った。その結果、蒸気養生後の後養生で水分の供給を行うと、中性化や塩化物イオン浸透に対する抵抗性を向上できることなどを示した。

キーワード：プレキャストコンクリート、蒸気養生、後養生、混和材、耐久性

#### 1. はじめに

社会資本ストックの効率的な新設・更新の1つの方法として、プレキャスト部材を適切に活用することが検討されている。プレキャスト部材は、工場で製作されることから、現場打ちのコンクリートと比較して天候等の影響を受けにくく、安定して耐久性の高いものが供給され、構造物の長寿命化、維持管理の軽減にも資すると期待されている。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おり、品質管理や検査の手法について、プレキャスト部材の特性に応じた配慮が十分とは言えない点もある。そこで、本研究では、プレキャストコンクリート製品や部材の品質管理を適切に行うための検査手法の構築を目的とし、研究を開始した。

平成28年度は、プレキャストコンクリート製品や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。また、道路橋のプレキャスト部材を想定した配合でコンクリート供試体を作製し、養生方法や混和材使用の有無による影響評価を実験的に検討した。

#### 2. 製造過程に関する規定と既往研究

##### 2.1 蒸気養生方法に関する規定について

プレキャストコンクリートの製造における養生過程では、常圧蒸気養生が一般的に行われている。ここでは、国内の主な団体が規定する蒸気養生方法を比較する（表2.1）。

JIS A 5364:2016(プレキャストコンクリート製品—材料及び製造方法の通則)では、「脱型時に有害なひび割れ、剥離、変形等がなく、品質を満足する結果が得られる方法」と規定されており、具体的な条件については記述されていない。

国土交通省関東地方整備局が制定した関東地方整備局土木工事共通仕様書<sup>1)</sup>および道路協会が発行している道路橋示方書<sup>2)</sup>では、コンクリートの打込み後2時間以上経過（前養生）してから蒸気養生を開始し、温度上昇は15°C/h以下、養生中の温度は65°C以下と規定されている。

土木協会が発行しているコンクリート標準示

表 2.1 蒸気養生方法に関する規定

団体	前養生	昇温速度	最高温度	降温
国土交通省 <sup>1)</sup>	2h以上	15°C/h以下	65°C以下	—
道路協会 <sup>2)</sup>	2h以上	15°C/h以下	65°C以下	—
土木学会 <sup>3)</sup>	2~3h以上	20°C/h以下	65°C以下	徐々に
プレストレスト・コンクリート建設業協会 <sup>4)</sup>	3h以上	15°C/h以下	65°C以下	—

方書[施工編]<sup>3)</sup>では、コンクリートの練混ぜ後2~3時間以上経ってから蒸気養生を開始し、温度上昇は20°C/h以下、最高温度は65°Cと規定されている。また、降温時には、徐々に温度を下げる事が規定されている。

プレストレスト・コンクリート建設業協会が発行している設計・製造便覧<sup>4)</sup>では、蒸気養生の開始はコンクリート練混ぜ後3時間以上経過後、温度上昇は15°C/h以下、最高温度は65°C以下とするのが望ましいとしている。

いずれも、前養生時間に2~3時間置き、昇温速度は15~20°C/h以下と急な温度上昇としない、最高温度は65°C以下と高くし過ぎないように規定されており、降温も徐々に行う方が良くとされている。

## 2.2 製造過程が品質に及ぼす影響

プレキャスト部材の製造過程が品質に与える影響について、既往の研究から得られた知見を整理し、課題の抽出を行った。

### 2.2.1 強度特性

蒸気養生を行ったコンクリートは初期材齢の強度発現が大きい<sup>5),6)</sup>ため、早期にプレストレスを導入したいPCプレキャストコンクリートでは蒸気養生が一般的に行われている。表2.1では最高温度は65°C以下とされているが、普通ポルトランドセメントを用いたモルタルで打設2時間後に蒸気養生を行った坂部らの実験<sup>7)</sup>でも、最高温度が70°C以上となると強度発現性の低下が確認されている。

一方、蒸気養生を行った場合の長期材齢における強度増進は低くなる<sup>8)</sup>と言われている。そのため、蒸気養生後に後養生を行うことで更なる強度増進を図る検討が行われている。高橋らの研究<sup>9)</sup>では、蒸気養生後に後養生を行わなかったコンクリートは、材齢28日の時点で強度増進はほとんど見られなかったが、後養生に水中養生を行ったものは、材齢28日以降も強度増進が見られ、当初より水中養生を行ったコンクリートの強度差が小さくなった。なお、守屋らの研究<sup>9)</sup>では、後養生に水中養生を行う場合、その強度増進は水中養生期間が3日程度までに大きく、7日以降は強度増進が小さくなる結果が得られており、後養生は浸水3~7日程度で十分としている。

以上より、後養生に水分供給を行うと強度増進が図られるものと考えられる。しかし、佐々木らの実験<sup>10)</sup>のように、後養生に水中養生を行ってもほとんど強度に差が生じなかった例もあったことから、更

に検討を行う必要がある。

### 2.2.2 劣化因子の侵入に対する抵抗性

Hansonの研究<sup>11)</sup>によれば、蒸気養生を行うと透水性が増大するが、後養生に湿潤養生等を行えば28日湿潤養生を行ったコンクリートとほぼ同一になるとされている。

中性化抵抗性についても、蒸気養生後に水中養生を行うと、細孔量が減少して中性化抵抗性が増加したとの報告<sup>10)</sup>がある。

塩化物イオン浸透抵抗性については、佐々木らの研究<sup>12)</sup>では、蒸気養生を行うと常温の気中養生よりも塩化物イオン浸透性が高くなり、更に蒸気養生の最高温度が高いほど塩化物イオン浸透性が高くなった。また、後養生で水分を供給すると、高炉スラグ微粉末を添加した場合は塩化物イオン浸透性の低下が認められたと報告されている。

以上より、中性化抵抗性、塩化物イオン浸透抵抗性などのコンクリートを劣化させる因子の侵入に対する耐久性向上については、後養生での水分供給は効果があると考えられる。

### 2.2.3 凍結融解抵抗性

蒸気養生を行うと、AEコンクリートの凍結融解抵抗性が低下するとの指摘がある。綾野らの実験<sup>13)</sup>では、W/Cが25%のAEコンクリートでは標準養生でも蒸気養生でも凍結融解抵抗性は同程度であったが、W/Cが40%の場合は、蒸気養生を行うと凍結融解抵抗性が低下する結果が得られていた。綾野ら<sup>13)</sup>は、W/C(W/B)が40%の場合に、高炉スラグ微粉末や高炉スラグ細骨材を使用すると、AE剤を用いずとも高い凍結融解抵抗性が得られたことも報告している。

### 2.2.4 ASR抑制効果

蒸気養生はコンクリートのASRを促進する要因となる事が指摘されており<sup>14)</sup>、反応性骨材の不使用やアルカリ量の抑制、抑制効果のある混合セメントの使用など、ASR対策に十分留意する必要があると考えられる。混合セメント使用の点では、JIS A 5308:2014では高炉セメントB種(質量分率40%以上)またはC種、フライアッシュセメントB種(質量分率15%以上)またはC種を用いることと規定しているが、蒸気養生を行ったコンクリートに関する既往研究には宮野ら<sup>15)</sup>によるものがあり、JIS規格II種相当のフライアッシュを質量分率20%程度とした場合、良好なASR抑制効果を得ることができたと報告されている。

## 2.2.5 ひび割れ等の初期不良を引き起こす条件

表 2.1 に示す前養生、昇温、降温についての規定は、蒸気養生を行ったコンクリートの初期不良を防ぐ観点から重要である。大塚らの研究<sup>16)</sup>によると、前養生時間が少ないほど昇温に伴うひずみの増加が大きくなり微細ひび割れが多く生じること、降温速度が大きいほど降温に伴うひずみの変化が大きくなり微細ひび割れが多く生じることが示されている。また、昇温速度が大きい場合も、昇温に伴うひずみの増加と微細ひび割れの量が大きくなる結果が得られている。

## 2.2.6 DEF を引き起こす条件

DEF (遅延エトリングایت生成) は、我が国でもプレキャストコンクリート製品で発生事例が報告されている<sup>17)</sup>。これまでの研究で、DEF が発生する要因としては①コンクリートの温度が 70℃以上となる場合、②硫酸塩・アルミネート相が十分に含まれたセメントを使用した場合、③アルカリ量が多い場合、④20℃程度の常温で水分が供給される環境下に置かれる場合、の各条件が重なる場合に DEF が発生する可能性が高い<sup>18)</sup> ことが分かっている。

①は蒸気養生を行う過程では、表 2.1 で最高温度を 65℃以下とすることが規定されているが、3000mm×800mm×640mm の試験桁を 60±5℃の設定で蒸気養生を行った場合、コンクリート内部の温度は最大で 80℃を超えたとの報告がある<sup>19)</sup>。そのため、コンクリートの内部温度を適切に管理する方法が必要と考えられる。

②について、早強ポルトランドセメントや白色ポルトランドセメントは比較的 DEF が生じやすく、中庸熟、低熟、高炉 B・C 種、フライアッシュ C 種は DEF が生じにくいとされている<sup>20)</sup>。また、前述にもあるが、高炉スラグ微粉末やフライアッシュなどの混和材の利用は DEF 膨張の抑制効果に有効との報告<sup>20)</sup> がある。DEF を避ける観点では、現在早強ポルトランドセメントが用いられている製品に混和材を添加することも有効と考えられる。

③については、アルカリ量の規制値などは明確になっていないのが現状である。④については、後養生に湿潤養生を行うことは耐久性向上に重要であること、水分の供給されやすい場所で供用される可能性もあることなどから、これ以外の対策で DEF 抑制を図る必要があると考えられる。

## 2.2.7 既往研究調査のまとめ

プレキャスト部材の製造過程がコンクリートの品

質に及ぼす影響について、既往の研究で得られた知見を整理した結果を次にまとめる。

- (1) 表 2.1 に示す規定を超えて蒸気養生を行うと、強度や劣化に対する耐久性が低下する。
- (2) 後養生で水分を供給すると、長期の強度増進に効果があり、細孔量が減少して中性化抵抗性や塩化物イオン浸透抵抗性が向上すると期待される。後養生の期間としては 3~7 日が提案されている。
- (3) フライアッシュの添加は蒸気養生を行ったコンクリートの ASR 抑制対策にも効果があることが確認されている。
- (4) DEF による劣化を招かないためには、コンクリート内部の温度が 70℃以上にならないような蒸気養生方法と混和材の添加などの対策が有効と考えられる。

## 3. 実験による検討

### 3.1 検討目的

前章にて、現在までに得られた製造方法がプレキャストコンクリートに品質に及ぼす影響をまとめたが、前養生の確保、昇温速度や最高温度、徐冷については表 2.1 に示すとおり基準等に反映されている。一方で、後養生の有無や混和材の使用が蒸気養生コンクリートの品質に及ぼす影響については、検討がまだ少なく、基準類に反映されていないなど課題が残っている。そこで本研究においても、混和材と養生方法等が品質に及ぼす影響について実験による検討、確認を行った。

平成 28 年度は、道路橋のプレキャスト部材を想定した配合のコンクリート供試体を作製して試験を行い、混和材使用の有無と養生方法が強度や耐久性(塩化物イオン浸透抵抗性および中性化抵抗性)に及ぼす影響について検討を行った。

### 3.2 実験方法

#### 3.2.1 コンクリートの配合と基礎物性

コンクリートの配合と基礎物性を表 3.1 に、使用材料を表 3.2 に示す。配合は、早強ポルトランドセメント(HPC)のみを用いた H100、早強ポルトランドセメントの 30%を高炉スラグ微粉末 4000(SG4)で置換した SG430、50%を高炉スラグ微粉末 6000(SG6)で置換した SG650、20%をフライアッシュ II 種(FA)で置換した FA20 の 4 種類である。混和材の使用有無による差を比較するために、全配合で W/B を 36%、単位水量を 165 kg/m<sup>3</sup>、単位粗骨

表 3.1 コンクリートの配合と基礎物性

配合	W/B (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )							スランプ (cm)	空気量 (%)	圧縮強度** (N/mm <sup>2</sup> )
		W	B = HPC + SG4 + SG6 + FA				S	G			
			HPC	SG4	SG6	FA					
H100	36	165	458	—	—	—	721	968	12.0	5.3	65.3
SG430			321	138 (30%)*	—	—	712		10.0	5.9	60.5
SG650			229	—	229 (50%)*	—	707		12.0	5.0	69.4
FA20			367	—	—	92 (20%)*	696		8.0	4.8	60.6

\* 単位量の百分率は結合材に占める質量%を表示

\*\*圧縮強度は 20℃の水中養生を行った円柱供試体の材齢 28 日の測定値

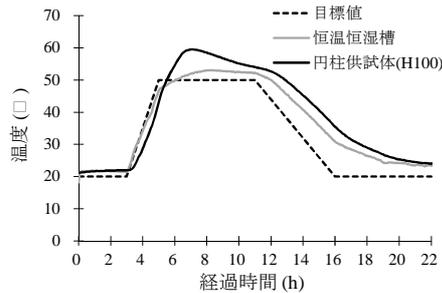
表 3.2 使用材料

記号	材料
W	上水道水 (つくば市)
HPC	早強ポルトランドセメント (密度 3.14 g/cm <sup>3</sup> 、比表面積 4480 cm <sup>2</sup> /g)
SG4	高炉スラグ微粉末 4000 (密度 2.89 g/cm <sup>3</sup> 、比表面積 4350 cm <sup>2</sup> /g、せっこう添加 (SO <sub>3</sub> 換算 2%))
SG6	高炉スラグ微粉末 6000 (密度 2.91 g/cm <sup>3</sup> 、比表面積 6210 cm <sup>2</sup> /g、せっこう添加 (SO <sub>3</sub> 換算 3%))
FA	フライアッシュ II 種 (密度 2.35 g/cm <sup>3</sup> 、比表面積 4330 cm <sup>2</sup> /g)
S	陸砂 (密度 2.56 g/cm <sup>3</sup> 、吸水率 2.23%)
G	硬質砂岩碎石 (密度 2.67 g/cm <sup>3</sup> 、吸水率 0.43%の 6 号と吸水率 0.46%の 5 号を 1:1 で混合)

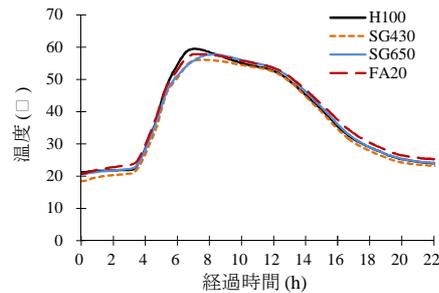
表 3.3 供試体の養生方法

養生方法		脱型*前の養生方法の詳細	脱型後の養生方法
C	水中	20℃封緘	材齢 28 日まで 20℃水中、試験時まで 20℃気中
S	蒸気	蒸気	試験時まで 20℃気中
SW	蒸気 + 湿潤	蒸気	材齢 3 日まで養生マットで 20℃湿潤、試験時まで 20℃気中
W	湿潤	20℃封緘	材齢 3 日まで養生マットで 20℃湿潤、試験時まで 20℃気中
D	気中	20℃封緘	試験時まで 20℃気中

\*脱型は材齢 1 日で実施



(a) 目標値と測定値



(b) コンクリート温度の測定値

図 3.1 蒸気養生時のコンクリート温度履歴

材量を 968 kg/m<sup>3</sup>に統一した。また、高性能減水剤と AE 剤を使用し、スランプや空気量を調整した。

### 3.2.2 養生方法

供試体の養生方法を表 3.3 に示す。養生方法は、(1)水中養生(C)、(2)蒸気養生(S)、(3)蒸気+湿潤養生(SW)、(4)湿潤養生(W)、(5)気中養生(D)の計 5 種類である。材齢 1 日の脱型時まで、養生方法 C、W、D は 20℃の恒温室で封緘養生を行い、養生方法 S、SW はコンクリート打込み後から恒温恒湿槽を用いて模擬的な蒸気養生を行った。脱型後、養生方法 C では、材齢 28 日まで 20℃の養生槽で水中養生、養生方法 SW、W では、材齢 3 日まで 20℃の恒温室で養生マットを用いて湿潤養生を行い、その後、試験時まで 20℃の恒温室で気中養生を行った。養生方法 S、D では、脱型後から試験時まで 20℃の恒温室で気中養生を行った。なお、蒸気養生の温度履歴の

目標値については、20℃で 3 時間の前養生、50℃まで 2 時間で昇温 (15℃/h)、50℃を 6 時間保持、20℃まで 5 時間で降温 (-6℃/h) とした。

恒温恒湿槽を用いて模擬的な蒸気養生を行った際の温度の測定結果を図 3.1 に示す。図 3.1 (a)には、温度履歴の目標値、恒温恒湿槽の内部における雰囲気温度の測定値、円柱供試体(φ 100×200 mm、配合 H100)の中心部におけるコンクリート温度の測定値を示す。コンクリート温度の測定値は昇温時には温度履歴の目標値と概ね一致したが、その後、目標値から乖離し、約 60℃に達して目標値よりも高くなった。また、図 3.1 (b)には、4 種類の配合の円柱供試体(φ 100mm×200 mm)の中心部におけるコンクリート温度の測定値を示す。コンクリート温度は、配合の違いにかかわらず、同様の傾向で推移した。ただし、最高温度を厳密に比較すると、混和材

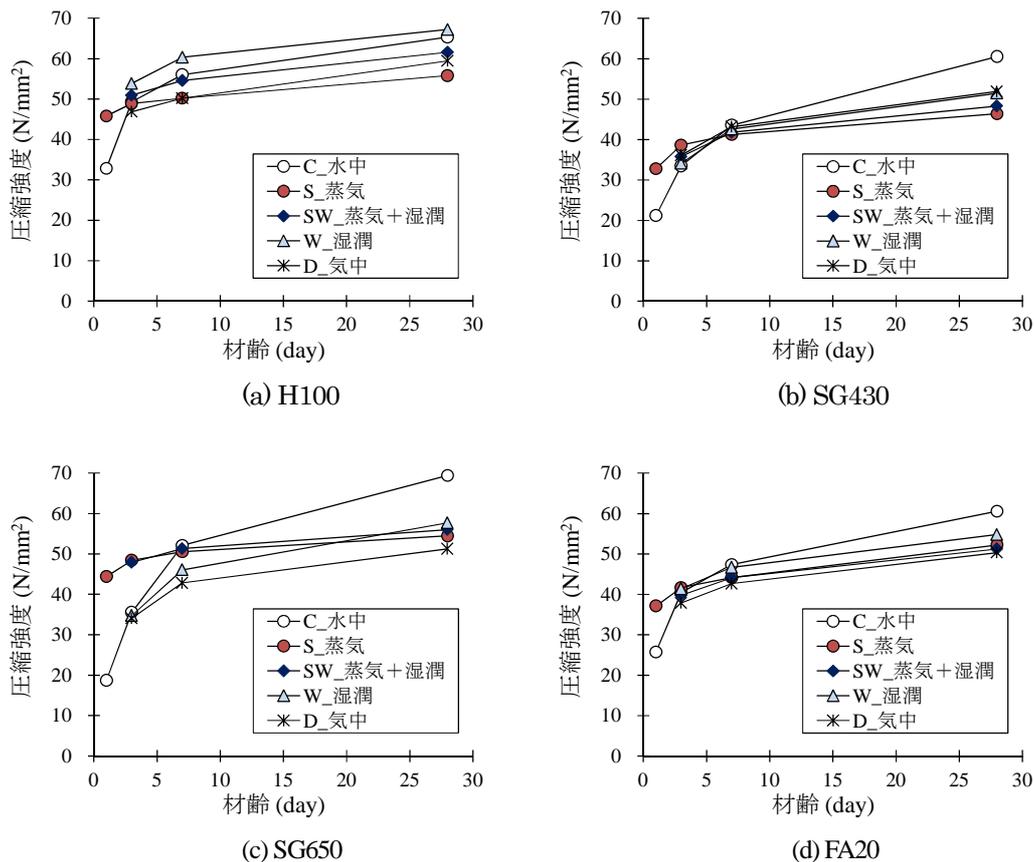


図 3.2 圧縮強度試験の結果

を用いた配合では、早強ポルトランドセメントのみを用いた H100 よりも最高温度が低くなる傾向にあった。混和材を用いて早強ポルトランドセメントの使用量を少なくしたことによって、温度上昇量が少なくなったことが原因と考えられる。

### 3.2.3 強度試験と耐久性試験の実施方法

圧縮強度試験は、円柱供試体(φ 100mm × 200 mm)を用いて、材齢 1、3、7、28 日に JIS A 1108 に準拠して圧縮強度を測定した。ただし、材齢 1 日の強度試験には、材齢 1 日まで封緘養生あるいは蒸気養生を行った円柱供試体を用いた。

中性化抵抗性は、促進中性化試験で評価した。促進中性化試験は、角柱供試体(100mm × 100mm × 400 mm)を用いて、JIS A 1153 と同様の促進中性化環境(温度 20°C、湿度 60%、二酸化炭素濃度 5%)で材齢 56 日から試験を行った。促進 1、4、8、13 週後に供試体の割裂面にフェノールフタレイン溶液を噴霧して中性化深さを測定し、この測定値から中性化速度係数を算出して中性化抵抗性を比較した。

塩化物イオン浸透抵抗性は、非定常・電気泳動試験<sup>22)</sup>で評価した。非定常・電気泳動試験は、円柱供試体(φ 100 × 100 mm)を用いて、材齢 56 日以降で試験を行った。養生方法の違いが塩化物イオン浸透

抵抗性に与える影響を明らかにするために、型枠底面側の円形面を試験対象面とし、この面が脱型後に湿潤状態あるいは乾燥状態となるように養生を行った。試験時には、型枠底面側から厚さ 50mm となるように供試体を切断し、真空飽和处理後に通電を行い、電気泳動によって塩化物イオンを供試体内部に浸透させた。通電条件については、印加電圧 30V、通電時間 18 時間とした。通電後、供試体を割裂して硝酸銀溶液(0.1 mol/L)を割裂面に噴霧し、塩化物イオンの浸透深さを測定し、この測定値を用いて塩化物イオン浸透抵抗性を比較した。

## 3.3 実験結果

### 3.3.1 圧縮強度

圧縮強度試験の結果を配合ごとに図 3.2 に示す。まず、材齢 1 日の時点において、蒸気養生を行った供試体(S)と蒸気養生を行わなかった供試体(C)を比較すると、蒸気養生を行った供試体(S)の圧縮強度は蒸気養生を行わなかった供試体(C)の圧縮強度よりも大幅に大きくなった。混和材を用いた供試体においても、材齢 1 日の蒸気養生後の圧縮強度は 30N/mm² 以上となり、蒸気養生を行うことによって混和材使用時の初期材齢における強度発現の遅延を低減できると考えられる。

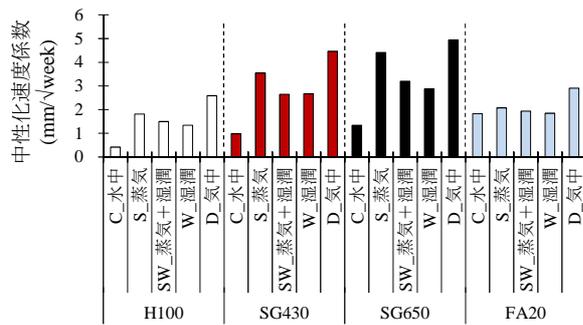


図 3.3 促進中性化試験の結果

次に、材齢 3 日以降で、蒸気養生を行った供試体 (S、SW) と蒸気養生を行わなかった供試体 (C、W、D) を比較すると、高炉スラグ微粉末の多い SG650 以外では蒸気養生を行った供試体 (S、SW) の強度発現が鈍化し、蒸気養生を行わなかった供試体 (C、W、D) の圧縮強度が蒸気養生を行った供試体 (S、SW) の圧縮強度と同程度以上になった。SG650 は蒸気養生を行わなかった供試体 (C、W、D) のうち、水中養生を行った供試体 (C) は材齢 7 日で、他の 2 つ (W、D) は材齢 28 日で蒸気養生を行った供試体 (S、SW) の圧縮強度と同程度以上の圧縮強度となった。また、蒸気養生後に気中養生を行った供試体 (S) と蒸気養生後に材齢 3 日まで湿潤養生を行った供試体 (SW) を比較すると、圧縮強度に大幅な差は生じず、佐々木らの実験<sup>10)</sup>と同様に、後養生による強度増進効果は確認できなかった。本実験では、混和材の有無にかかわらず、蒸気養生の有無は長期的な強度発現の傾向に影響を与えたが、蒸気養生後の湿潤養生の有無は長期的な強度発現の傾向にほとんど影響を与えない結果となった。

材齢 28 日の圧縮強度に着目すると、早強ポルトランドセメントのみを用いた H100 では、材齢 28 日まで水中養生を行った供試体 (C) と他の養生方法の供試体の圧縮強度の差はそれほど明確ではないが、混和材を用いた SG430、SG650、FA20 では、材齢 28 日まで水中養生を行った供試体 (C) と他の養生方法の供試体の圧縮強度の差は大きかった。混和材を用いたコンクリートでは、水分の供給方法の違いが強度発現に与える影響が大きくなる可能性があると考えられる。また、混和材を用いたコンクリートを適用したプレキャスト部材において、コンクリートの圧縮強度を正確に求めるためには、プレキャスト部材と同様の養生方法で作製した供試体を用いて圧縮強度を測定することが望ましいと考えられる。

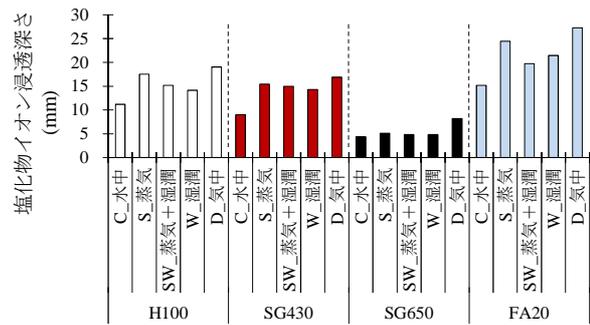


図 3.4 非正常・電気泳動試験の結果

### 3.3.2 中性化抵抗性

促進中性化試験の結果を図 3.3 に示す。同図では、中性化速度係数が大きい／小さいほど、中性化抵抗性が低い／高いことを示している。

混和材を用いた SG430、SG650、FA20 の中性化速度係数は早強ポルトランドセメントのみを用いた H100 よりも大きくなった。混和材を用いた供試体では、早強ポルトランドセメントの使用量が少ないために中性化抵抗性が低下し、この結果として中性化速度係数が大きくなったと考えられる。

養生方法の違いによる中性化速度係数の差に着目すると、全ての配合において、気中養生を行った供試体 (D) の中性化速度係数が最も大きく、次いで蒸気養生後に気中養生を行った供試体 (S) の中性化速度係数が大きい。また、蒸気養生後に材齢 3 日まで湿潤養生を行った供試体 (SW) の中性化速度係数は、蒸気養生後に湿潤養生を行わなかった供試体 (S) よりも小さく、材齢 3 日まで湿潤養生を行った供試体 (W) と同程度となった。既往の成果と同様、後養生による水分供給は、中性化抵抗性を向上させることができると考えられる。

### 3.3.3 塩化物イオン浸透抵抗性

非正常・電気泳動試験の結果を図 3.4 に示す。同図では、塩化物イオン浸透深さが大きい／小さいほど、塩化物イオン浸透抵抗性が低い／高いことを示している。

塩化物イオン浸透深さは、混和材の使用有無や種類によって傾向が異なった。即ち、高炉スラグ微粉末を用いた SG430、SG650 では早強ポルトランドセメントのみを用いた H100 よりも塩化物イオン浸透深さが小さくなる傾向にあったが、フライアッシュを用いた FA20 では H100 よりも塩化物イオン浸透深さが大きくなる傾向にあった。過去の検討<sup>23)・24)</sup>では、フライアッシュを用いたコンクリートでは比較的初期の材齢の塩化物イオン浸透抵抗性が早強

ポルトランドセメントのみを用いたコンクリートよりも低い、混和材を用いたコンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性は早強ポルトランドセメントのみを用いたコンクリートよりも長期的に向上することが確認されている。フライアッシュのポズラン反応が早強ポルトランドセメントや高炉スラグ微粉末の水和反応よりも長期的に進行することが一因として挙げられる。このため、ここで用いた供試体と同時に製作した供試体を対象として、材齢1年以降で改めて非常・電気泳動試験を行い、塩化物イオン浸透抵抗性の長期的な変動を確認する予定である。

養生方法の違いによる塩化物イオン浸透深さの差は、前述した中性化速度係数の差と同様の傾向を示した。即ち、全ての配合において、気中養生を行った供試体(D)の塩化物イオン浸透深さが最も大きく、次いで蒸気養生後に気中養生を行った供試体(S)の塩化物イオン浸透深さが大きくなった。また、蒸気養生後に材齢3日まで湿潤養生を行った供試体(SW)の塩化物イオン浸透深さは、蒸気養生後に気中養生を行った供試体(S)よりも小さく、蒸気養生を行わずに材齢3日まで湿潤養生を行った供試体(W)と同程度になった。混和材の使用有無にかかわらず、既往の成果と同様に、蒸気養生後に後養生として湿潤養生を行うことによって、コンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性を向上させることができると考えられる。

### 3.3.4 実験による検討結果のまとめ

本検討で実施した試験結果を踏まえると、蒸気養生後に後養生として湿潤養生を行うと、圧縮強度に対しては明確な効果を確認するには至らなかったが、中性化抵抗性と塩化物イオン浸透抵抗性の向上に寄与することがわかった。このため、プレキャスト部材の耐久性を向上させるための1つの方法として、後養生に湿潤養生を行うことが挙げられる。ただし、湿潤養生の期間や水分の供給方法の違いが耐久性の向上効果に与える影響については、現時点では十分には明確にされておらず、更に検討が必要と考えられる。

## 4. まとめ

平成28年度の検討で得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 蒸気養生方法等がコンクリートの品質に及ぼす影響について、既往の研究で得られた知見を整理すると次のようになった。

- i) 後養生で水分の供給を行うと、中性化抵抗性、塩化物イオン浸透抵抗性などの耐久性向上に効果がある。強度増進については効果のある例と明確でない例の両者が報告されている。
  - ii) 蒸気養生を行うと凍結融解抵抗性の低下やASRの促進、DEFの誘発などが起こりやすくなるが、混和材の使用により、これらの改善、抑制が期待できる。
- (2) 道路橋のプレキャスト部材を想定した配合と養生方法でコンクリート供試体を作製し、強度試験と耐久性試験を行った。その結果、蒸気養生を行うことによって混和材使用時の初期材齢における強度発現の遅延の程度を低減できること、蒸気養生後に後養生として湿潤養生を行うことによって中性化抵抗性と塩化物イオン浸透抵抗性を向上できることなどを示した。

## 参考文献

- 1) 国土交通省関東地方整備局：土木工事共通仕様書、第3編、pp.3-24～3-25、2015.4
- 2) 公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説、III コンクリート橋編、pp.337～339、2012.3
- 3) 公益社団法人土木学会：コンクリート標準示方書、施工編、pp.355～356、2012.12
- 4) 例えば、社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会：道路橋用橋げた設計・製造便覧、p.128、2004.6
- 5) U. S. Bureau of Reclamation, Concrete Manual, 6th edition, 1956
- 6) 岡野耕大・佐々木謙二・片山強・原田哲夫：PCa製品を想定した温度履歴を与えたコンクリートの力学的特性に及ぼす結合材種類と養生条件の影響、コンクリート工学年次論文集、Vol.34、No.1、pp.1534-1539、2012
- 7) 坂部大・名和豊春・大久保正弘：高ピーライト系セメントを用いたモルタルの蒸気養生における強度発現性、コンクリート工学年次論文集、Vol.7、No.1、pp.469～474、1995
- 8) 高橋久雄・森一・小松晃：蒸気養生におけるコンクリートの硬化促進、大林組技術研究所報、No.3、pp.127～137、1969
- 9) 守屋一光・島山博：蒸気養生によるRCセグメントの適正養生条件および4週強度の推定について、コンクリート工学年次論文集、Vol.5、pp.85-88、1983
- 10) 佐々木優衣・宇治公隆・上野敦・原洋介：細孔構造に着目した蒸気養生コンクリートの中性化特性および塩

- 化物イオン浸透性の評価、コンクリート工学年次論文集、Vol.37、pp.1483-1488、2015
- 11) J. A. Hanson: Optimum Steam Curing Procedure in Precasting Plants, Journal Proceedings, Vol. 60, pp.75-100, 1963
  - 12) 佐々木譲二・片山強・原田哲夫: PCa 製品を想定した初期高温履歴を与えたコンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性、コンクリート工学年次論文集、Vol.37、No.1、pp.781-786、2015
  - 13) 綾野 克紀、藤井 隆史: 高炉スラグ細骨材を用いたコンクリートの凍結融解抵抗性に関する研究、土木学会論文集 E2, Vol.70, No.4, pp.417-427, 2014
  - 14) 鳥居和之: アルカリシリカ反応にいかに対応するかー試験、診断と対策の課題、セメント・コンクリート、No.696、pp.1-9、2005
  - 15) 宮野暢紘・久保善司・坪倉幹浩: 蒸気養生を施したフライアッシュ含有コンクリートの ASR 抑制効果の検討、コンクリート工学年次論文集、Vol.31、pp.1291-1296、2009
  - 16) 大塚浩司・庄谷征美・小関憲一・阿波稔: コンクリートの蒸気養生過程で発生する表面微細ひび割れの性状に関する研究、土木学会論文集、No.520、V-28、pp.143-155、1995
  - 17) 例えば、藤兼雅和・中原浩慈・仲村哲男: エトリングタイトの遅延生成 (DEF) によるコンクリート製品の劣化に関する報告、土木技術資料、Vol.51、No.11、pp.38-41、2009
  - 18) (公社) 日本コンクリート工学会: マスコンクリートのひび割れ制御指針 2016、pp.133-136、2016
  - 19) 富山潤・大城武・伊良波繁雄・木戸俊朗: エポキシ樹脂被覆 PC 鋼より線を用いたプレテンション PC 桁の耐荷性能に関する試験研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.30、No.3、pp.523-528、2008
  - 20) 福田峻也・羽原俊祐・小山田哲也・藤原忠司: DEF 膨張に及ぼすセメント、骨材、硫酸塩の影響、セメント・コンクリート論文集、No.61、pp.358-363、2007
  - 21) 池田隆徳・川端雄一郎・濱田秀則・佐川康貴: 混和材による高温養生を行ったモルタルの DEF 膨張の抑制効果、コンクリート工学年次論文集、Vol.30、No.1、pp.135-140、2008
  - 22) 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
  - 23) 中村英佑・栗原勇樹・鈴木雅博・古賀裕久: 混和材を用いたコンクリートの強度と耐久性に湿潤養生期間が及ぼす影響、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、Vol.25、pp.401-404、2016
  - 24) 栗原勇樹・中村英佑・鈴木雅博・古賀裕久: 混和材を用いたコンクリートの実環境下での強度と耐久性に関する検討、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、Vol.25、pp.405-408、2016

## 7.4.2 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】

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、2016年を生産性革命元年と位置づけて各種の取り組みを進めており、公共土木工事においてもプレキャストによる生産性向上が検討されている。

擁壁、カルバート等の道路土工構造物において、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、実現場で適用されてきている。プレキャスト工法はその種類が極めて多様であるため、個別の現場条件から最も合理的な工法を慎重に選定する必要がある。筆者ら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っており、その一環として道路の擁壁及びカルバートとして用いるプレキャスト工法の現状を把握するためにNETISに基づいて調査した。本報では調査結果のうち、主にプレキャスト擁壁に関する構造的特徴について報告するものである。なお、本調査は個別の工法の評価を目的としたものではない。

キーワード：道路土工、プレキャスト、擁壁、カルバート

### 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、2016年を生産性革命元年と位置づけて各種の取り組みを進めており、公共土木工事においてもプレキャストによる生産性向上が検討されている<sup>1)</sup>。

擁壁、カルバート等の道路土工構造物において、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、実現場で適用されてきている。プレキャスト工法はその種類が極めて多様であるため、個別の現場条件から最も合理的な工法を慎重に選定する必要がある。筆者ら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っており、その一環として道路の擁壁及びカルバートとして用いるプレキャスト工法の現状を把握するためにNETISに基づいて調査した。本報では調査結果のうち、主にプレキャスト擁壁に関する構造的特徴について報告するものである。なお、本調査は個別の工法の評価を目的としたものではない。

## 2. プレキャスト工法の構造的特徴の整理

### 2.1 調査の方法

新技術情報提供システム（NETIS）において道路に用いるプレキャスト擁壁及びカルバートとして登録されている工法を抽出することを基本とした。抽出した工法に

対して工法の技術資料等を基に工法概要、構造、使用材料、施工方法等を調べた。

### 2.2 調査の結果

#### 2.2.1 プレキャスト擁壁及びカルバートの割合

NETISでプレキャスト擁壁及びカルバートとして登録されているものを検索した結果、87件が該当した。図1に抽出した擁壁及びカルバートの割合を示す。擁壁が76%に対してカルバートは24%であり、擁壁の種類が多いことが分かる。さらに擁壁においても、大型ブロック積み擁壁が48%で最も多く、L型擁壁が5%、自立式の擁壁が2%、その他が21%であった。大型ブロック積み擁壁及びその他の全ては、道路横断面内で分割されたコンクリートブロック等の部材を積み上げる形式であり、輸送の制約を受けず高い壁高の擁壁を構築することができることから、新技術の開発が活発であることが類推される。

#### 2.2.2 プレキャスト擁壁の構造的分類

擁壁のうち種類の多かった大型ブロック積擁壁及びその他の擁壁の60件についてその構造的特徴を整理し分類した。分類は表1に示すとおり、大型ブロック積擁壁については、道路土工一擁壁工指針<sup>2)</sup>におけるブロック積擁壁の分類に基づき、練積み、控長及びブロック間の結合構造に応じてタイプ1～3に分類した。その他については、その構造的特徴からタイプ4-1～4-4の4種類に分類した。分類した結果のうち、タイプごとの内訳を図

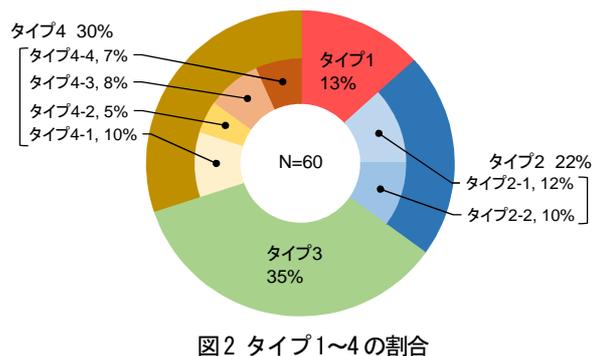
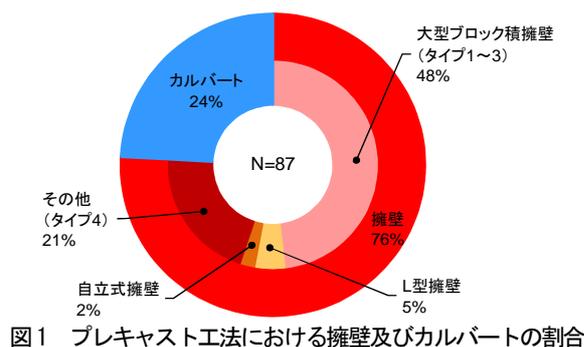


表1 ブロック状のプレキャスト擁壁の分類の方法

	タイプ	概要	分類の条件				
			練積み	控長 35cm 以上	ブロック間の結合構造		
					ずれ止め 突起等	中詰め Co 又は RC に よる一体化	胴込め Co
大型 ブロック積 擁壁※1	1	通常のブロック積みを控長 35cm のまま大型化した擁壁	○	—	○	○	○
	2-1	控長を大きくした練積み構造の大型ブロック積擁壁	○	○	○	○	—
	2-2	控長を大きくした空積み構造の大型ブロック積擁壁	—	○	○	—	—
	3	ブロック間の結合を強固にしたもたれ式擁壁に準じた構造	○	○	—	—	○
その他	4-1	特殊形状のコンクリート部材を用いた構造	/				
	4-2	タイ材と控え部材を用いた構造					
	4-3	直壁					
	4-4	ジオンセテイクスセルを積層した構造					

※1：道路土工学擁壁工指針の大型ブロック積擁壁に該当するもの又はこれに近い構造

2に、各タイプの代表的な横断面を図3に示す。

(1)タイプ1~タイプ3 (大型ブロック積擁壁)

ブロックの材料はコンクリートがほとんどであるが、自然石を用いるものがあった。

空積みであるタイプ2-2では、ブロック間のずれ止めにコンクリートの突起を用いるものがほとんどであった。突起の形状・寸法は工法によって異なり、位置も壁面の前面側、中央又は後方側と様々であった。また、ボルトによりブロック同士を接合するものがあった。なお、タイプ2-2以外の多くにも突起が設けられていた。施工上のブロックの位置決めのためと考えられる。また、タイプ2-2では、裏込め材としての碎石を省略し、代わりに排水マットを用いるものもあった。

タイプ3では、前面と背面のコンクリート板等を鋼製の棒材で連結したものがかった。

(2)タイプ4-1 (その他)

直方体でないコンクリート部材を空積みで複雑に組み

合わせて積み上げて大型ブロック積み又はもたれ式擁壁に近い構造を構築する工法があった。いくつかは、コンクリート部材の間に中詰め材として碎石や現地発生土を用いている。

(3)タイプ4-2 (その他)

コンクリートブロック等の背面側に鋼製のタイ材と控え部材を設置し、コンクリートブロックと控え部材の間に碎石や現地発生土を充填し、この領域を擁壁躯体として大型ブロック積擁壁のような構造とするものである。

(4)タイプ4-3 (その他)

コンクリートブロックを用いて直壁を構築するものである。図3(c)のうち、1)のように板状のコンクリートブロックを前面側の型枠に利用し現場打ちコンクリートと一体化させて逆台形型の重力式擁壁又はもたれ式擁壁に近い構造とするもの、2)のように鉄筋コンクリートにより中詰めして逆T型擁壁とするもの、3)のようにブロックを積み上げて重力式擁壁とするものなどがある。

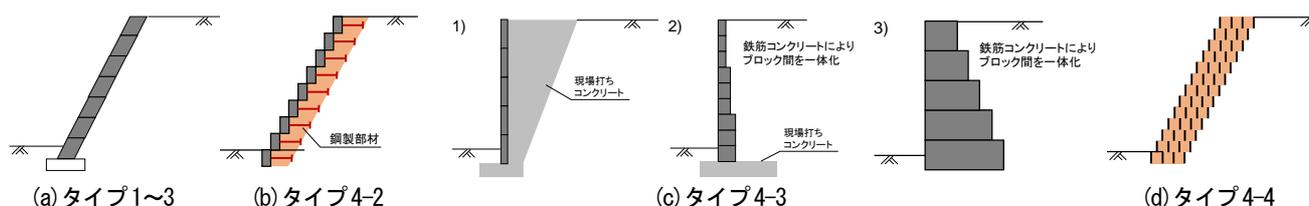


図3 各タイプの標準的な横断面

## (5)タイプ 4-4 (その他)

図3(d)のように円筒や角筒状のジオシンセティクスを平面的に連続して設置し、その内部に中詰め材として現地発生土や砕石を入れたものを積み上げた構造である。

## 2.2.3 プレキャスト擁壁の構造的特徴の統計分析

図4にタイプ1~4のプレキャスト擁壁の構造的特徴について統計的に整理し、その傾向について分析した。なお、構造的特徴の整理にあたっては適用高さ等の定量的な指標を各工法の技術資料等から読み取り、具体的な記載がなかったものについては不明としている。

## (1)最大適用高さ H

図4(a)に最大適用高さの頻度を示す。ここで、最大適用高さは、技術資料等に記載された適用範囲の上限値とした。最大適用高さ H は  $5\text{m} < H \leq 8\text{m}$  が最も多く、 $8\text{m} < H$  は全体の約37% (22件) であり15mを上回るものもあった。

## (2) 最急適用前面勾配

図4(b)に最急適用壁前面勾配の頻度を示す。ここで、最急適用壁前面勾配は、技術資料等に記載された適用範囲の上限値とした。最急適用前面勾配については、1:0.3及び1:0.5~が約4割ずつ (24件、22件) であった。タイプ4では1:0.1及び1:0.2のものもあった。

## (3)最大適用控え長 d

図4(c)に最大適用控長の頻度を示す。ここで、最大適用控長は、技術資料等に記載された適用範囲の上限値とした。控長は  $500\text{mm} < d \leq 1000\text{mm}$  及び  $1500\text{mm} < d$  が約3割ずつであり、特に  $1500\text{mm} < d$  のほとんどがタイプ3であった。また、タイプ2-2の約83% (5件) が  $500\text{mm} < d \leq 1000\text{mm}$  であった。

図4(d)は最大適用高さと最大適用控長の関係を示したものである。最大適用高が高くなるほど、最大適用控長も大きくなる傾向が認められる。

## (4)ブロック前面の壁面積 A

図4(e)にブロック前面の壁面積の頻度を示す。 $0.5\text{m}^2 \leq A$  (一般的な間知ブロックの面積  $0.13\text{m}^2$  程度の約4倍) のものが77% (46件) を占めた。 $1\text{m}^2 \leq A \leq 2\text{m}^2$

(同約8~15倍) が最も多く、最大で  $3\text{m}^2$  程度 (同約23倍) のものもあった。

## (5)プレキャストブロック1つあたりの質量 m

図4(f)にプレキャストブロック1つあたりの質量の頻度を示す。 $100\text{kg} \leq m$  (一般的な間知ブロックの質量  $40\text{kg}$  程度の約4倍) のものが約9割 (55件) を占めた。 $500\text{kg} \leq m \leq 1,000\text{kg}$  (同約13~25倍) が最も多く、最大で  $4,000\text{kg}$  (約100倍) のものもあった。

## (6)ブロック配置

図4(g)にブロック配置の頻度を示す。配置の分類は図中の凡例のとおり、通常ブロック積擁壁の積み方である谷積み並びに横断の配置に関しては布積み及び平積み、正面の配置に関しては井型及び千鳥である。ブロックの配置は平積みが最も多い65% (55件)、布積みが17%、谷積みは2%である。平積みが多いのは、施工時のブロックの安定を確保するためであると考えられる。布積み及び平積みにおいては、井型及び千鳥が約半数ずつとなっている。タイプ2-1の全て (7件) 及びタイプ2-2の67% (4件) が平積みで井型である。また、タイプ3のうち53% (11件) が平積みで千鳥、24% (5件) が平積みで井型であった。

## (7)ブロック側面の接合面積

図4(h)にブロック側面の接合面積  $A_{c1} + A_{c2}$  と接合面積のうち現場打ちの面積が占める割合  $A_{c2} / (A_{c1} + A_{c2})$  の関係を示す。面積の定義は図中の凡例のとおりである。ブロック側面の接合面積  $A_{c1} + A_{c2}$  は概ね  $2.5\text{m}^2$  までの範囲にあり、最大で  $4\text{m}^2$  程度のももあった。空積みであるタイプ2-2においては、 $1.5\text{m}^2$  までの範囲にあった。現場打ちの面積が占める割合  $A_{c2} / (A_{c1} + A_{c2})$  は概ね0.6~1の範囲にあり、タイプ2-1では0.1~0.2程度のもも認められた。大略的に、 $A_{c1} + A_{c2}$  が大きいほど現場打ちの面積が占める割合  $A_{c2} / (A_{c1} + A_{c2})$  も大きくなっており、正の相関が認められる。これは、接合面積が大きくなってもプレキャスト部材の接合面積はそれほど変わらないことを示している。タイプ1では図中の左上にプロットが集中しており、側面の接

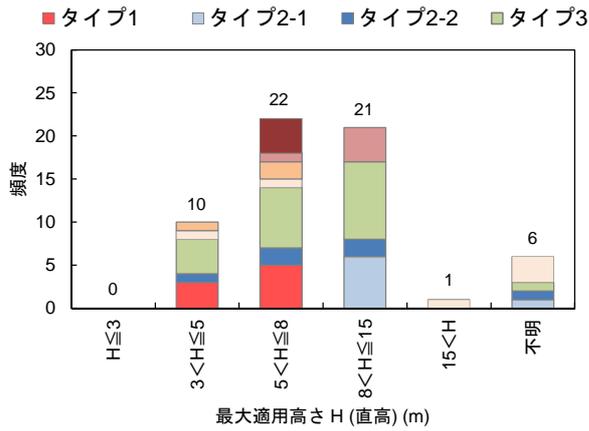


図 4(a) 最大適用高さの頻度

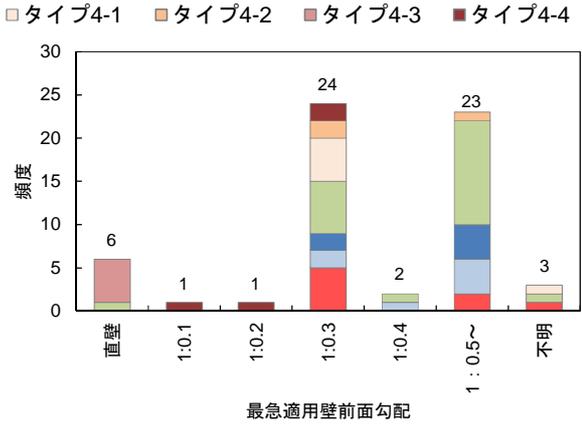


図 4(b) 最急適用前面勾配の頻度

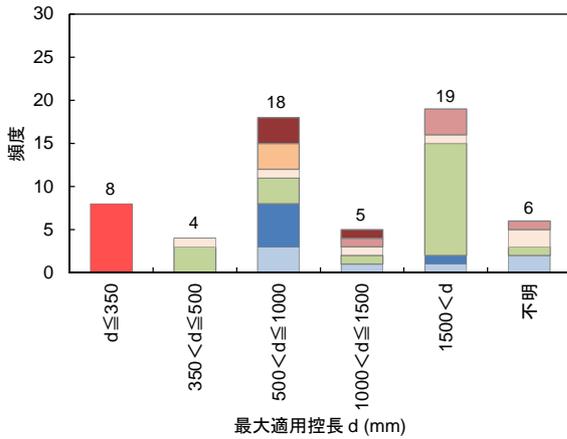


図 4(c) 最大適用控長の頻度

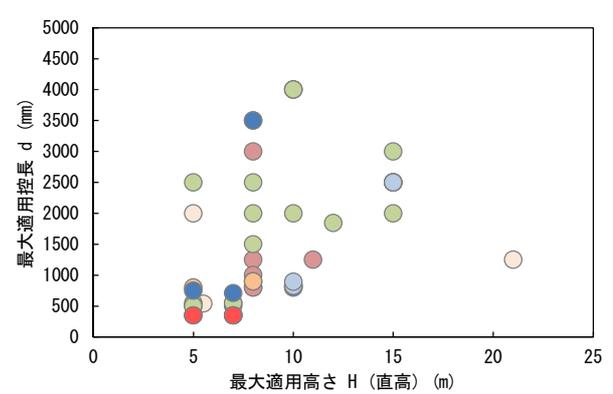


図 4(d) 最大適用高さと最急適用控長の関係

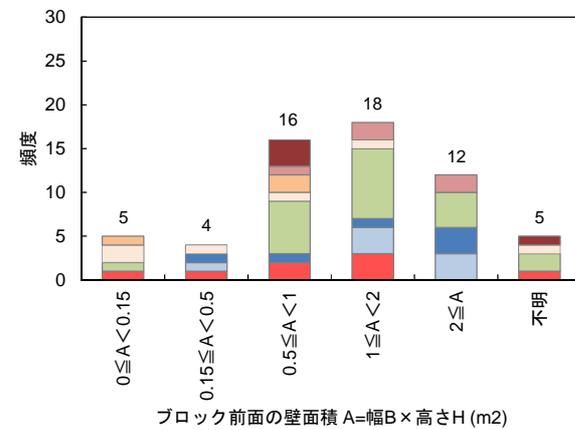


図 4(e) ブロック前面の壁面積の頻度

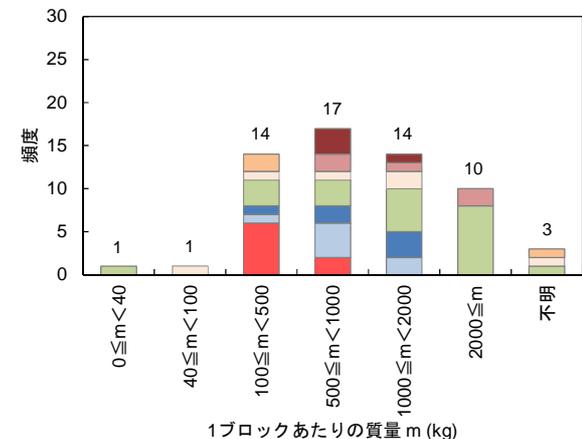


図 4(f) プレキャストブロック 1つあたりの質量の頻度

合面積に着目すると製品ごとにあまり差がないと解釈できる。一方で、タイプ 2-1 はプロットの範囲が比較的広範であり、製品ごとに特徴が異なる。

側面部において突起もしくはかみ合わせ構造が付いている製品は全体の 1 割弱程度であった。

(8) ブロック上下面の接合面積

図 4(i) にブロック上下面の接合面積  $Ac_4 + Ac_5$  と接合

面積のうち現場打ちの面積が占める割合  $Ac_5 / (Ac_4 + Ac_5)$  の関係を示す。面積の定義は図中の凡例のとおりである。

ブロック上下面の接合面積  $Ac_4 + Ac_5$  は概ね  $5m^2$  までの範囲にあった。空積みであるタイプ 2-2 においては、 $0 \sim 1.5m^2$  程度の範囲にあった。タイプ 2-2 を除くと現場打ちの面積が占める割合  $Ac_4 / (Ac_4 + Ac_5)$  は  $0.2 \sim 0.9$

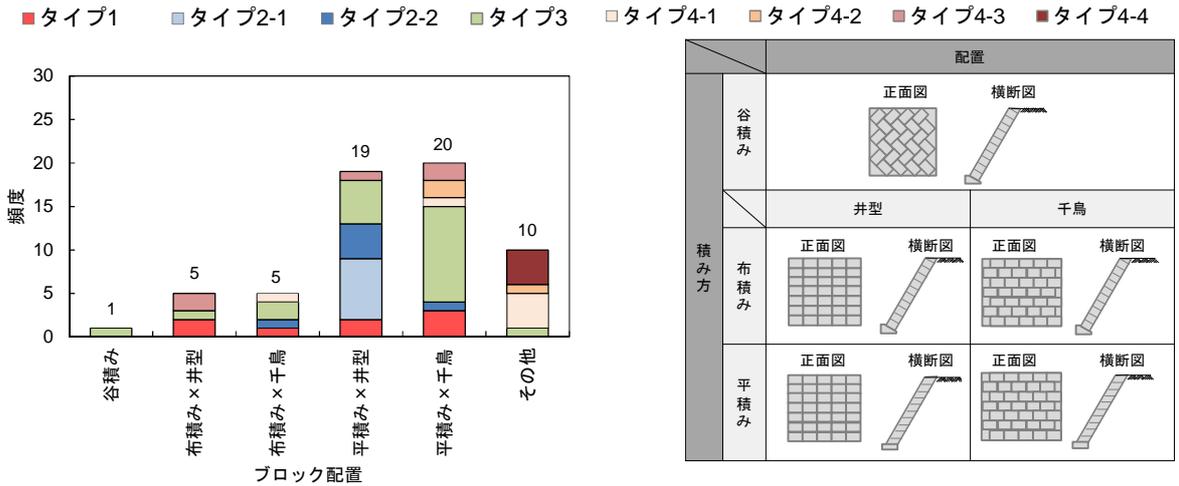


図4(g) ブロック配置の頻度

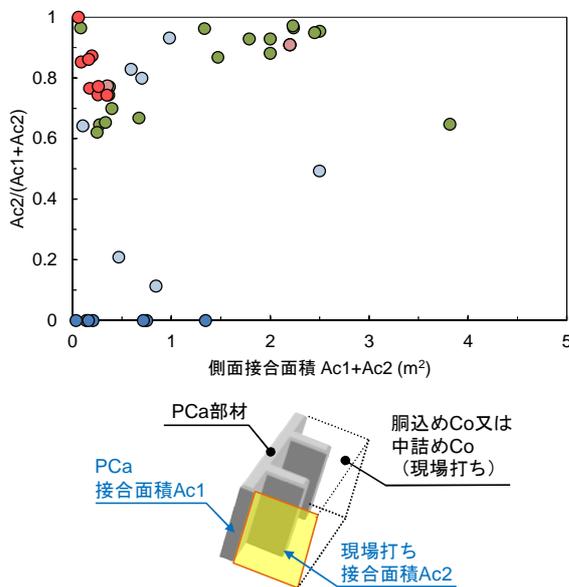


図4(h) ブロック側面の接合面積

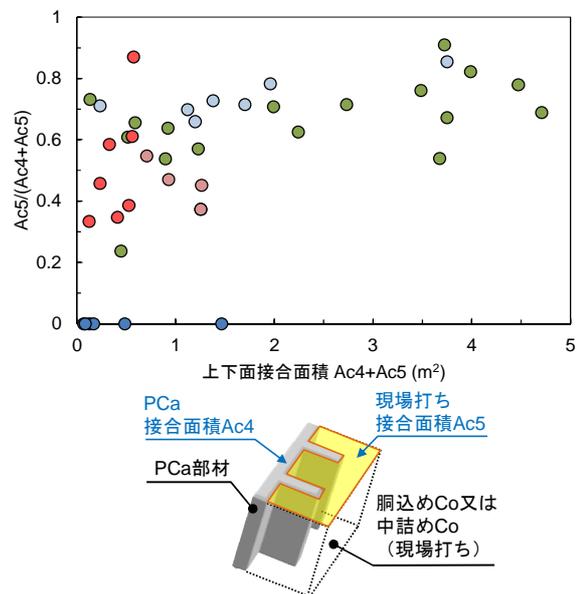


図4(i) ブロック上下面の接合面積

の範囲にあった。タイプ1ではAc4+Ac5の範囲は0.5m<sup>2</sup>程度までなのに対し、Ac5/(Ac4+Ac5)は0.3~0.9と広い範囲に分布しており製品ごとに大きく異なる。一方でタイプ2-1及びタイプ3はAc4+Ac5の範囲は広いものの、多くは0.5~0.8の範囲にある。タイプ1と比較すると製品ごとの差は小さいようである。

上下面の接合として鉄筋が配筋されているものは、全体の2割程度であり、上下面部において突起もしくはかみ合わせ構造が付いているものは全体の6割弱であった。

### 3. プレキャスト擁壁の変状形態の調査

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調査し、表2のとおりプレキャスト擁壁の選定において着目すべき項目を抽出した。変状が認めら

れた事例はいずれも空積みであった。

分類1は、上下のブロック間でずれが生じるモードであり、ブロック間の接合部の強度を確認する必要がある。

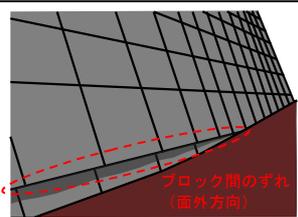
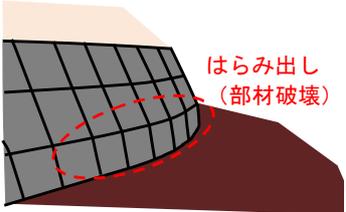
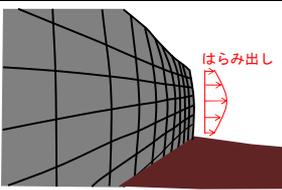
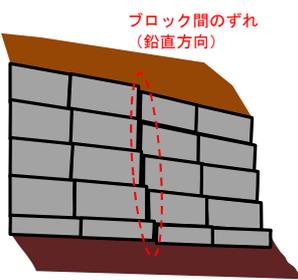
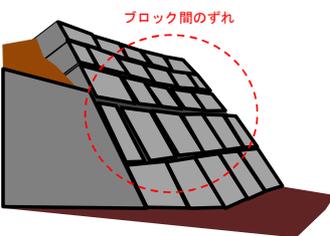
分類2は、上下のブロック間の荷重伝達により、ブロックの控え部分が破壊するモードである。ブロック自体の耐力を確認する必要がある。

分類3は、擁壁躯体の剛性が低い構造の場合で、常時においても壁面にはらみ出しが発生することがある。擁壁躯体の剛性を確認する必要がある。

分類4は、井型積みの場合で不同沈下の影響により縦目地にそってずれるモードである。千鳥配置にするなど積み方を確認する必要がある。

分類5は、不同沈下の影響を受け、全体的にブロックのずれが発生するモードである。ブロック間の結合を確

表2 プレキャスト擁壁の変状の形態 (空積み)

分類	項目	変状の形態	概要図
1	上下ブロック間の接合部	地震時等で、ブロック間の水平方向の目地に沿って面外方向にずれが発生	 ブロック間のずれ (面外方向)
2	ブロックの耐力	地震時等で、上下ブロック間の荷重伝達によりブロックの控え部分が破壊。ブロックが破壊した結果、壁面のはらみ出しが生じることがある。	 はらみ出し (部材破壊)
3	擁壁躯体の剛性	擁壁躯体の剛性が低い構造の場合で、常時においても壁面にはらみ出しが発生	 はらみ出し
4	左右ブロック間の接合部	井型積みの場合で、不同沈下の影響により縦目地にそってずれが発生	 ブロック間のずれ (鉛直方向)
5	ブロック間の接合部	不同沈下の影響を受け、全体的にブロック間で開口やずれが発生	 ブロック間のずれ

認する必要がある。

いずれもプレキャスト擁壁を選定するうえで着目すべき重要な項目であるが、特に分類1～3は構造物の安全性<sup>3)</sup>に直結する事項と考えられる。

#### 4. まとめ

道路の擁壁及びカルバートとして用いるプレキャスト工法の現状を把握するために新技術情報提供システム (NETIS) に基づいて製品を調査し、構造的な特徴に基づいて整理・分類した。以下に、本調査の範囲で得られた知見を示す。

1) NETIS でプレキャスト擁壁及びカルバートとして

登録されているものを検索した結果、87件が該当し、擁壁が76%に対してカルバートは24%である。擁壁のうち、大型ブロック積み擁壁が48%で最も多く、L型擁壁が5%、自立式の擁壁が2%、その他が21%であった。

2) 種類の多かった大型ブロック積擁壁及びその他の擁壁の60件についてその構造的特徴を整理し、大型ブロック積擁壁については擁壁工指針に基づき3タイプに、その他の擁壁については4タイプ (□特殊形状のコンクリート部材を用いた構造、□タイ材と控え部材を用いた構造、□直壁、□ジオシンセティクスセルを積層した構造) に分類した。

- 3) 最大適用高さ  $H$  は  $5\text{m} < H \leq 8\text{m}$  が全体の最も多いが、 $8\text{m} < H$  も全体の約 37% であり  $15\text{m}$  を上回るものもあった。
- 4) 最急適用前面勾配については、1:0.3 及び 1:0.5~が約 4割ずつであった。
- 5) 控長  $d$  は  $500\text{mm} < d \leq 1000\text{mm}$  及び  $1500\text{mm} < d$  が約 3割ずつであり、特に  $1500\text{mm} < d$  のほとんどがタイプ 3 であった。また、タイプ 2-2 の 83% (5件) が  $500\text{mm} < d \leq 1000\text{mm}$  であった。
- 6) ブロック前面の面積  $A$  は  $0.5\text{m}^2 \leq A$  (一般的な間知ブロックの約 4倍) のものが 77% を占めた。 $1\text{m}^2 \leq A \leq 2\text{m}^2$  (同約 8~15倍) が最も多く、最大で  $3\text{m}^2$  程度 (同約 23倍) のものもあった。
- 7) ブロックの配置は平積みが 65% (55件) と最も多い。また、布積み及び平積みのうち約半数ずつが井型及び千鳥であった。
- 8) ブロック上下面の接合面積については、タイプ 1 では  $0.5\text{m}^2$  程度までの範囲にあり、このうち現場打ちコンクリートの占める割合は 0.3~0.9 と広い範囲に分布していた。一方でタイプ 2-1 及びタイプ 3 は  $5\text{m}^2$  程度までの範囲にあるものの、現場打ちコンクリートの占める割合は 0.5~0.8 の範囲にあった。
- 9) 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調査し、プレキャスト擁壁の選定において着目すべき項目を抽出した。

本調査はプレキャスト工法の現状の傾向を把握するために実施したもので、個別の工法を評価したものではな

いことに留意されたい。また、新技術の適用に当たっては、その特徴を十分に理解し、類似の構造形式を参考にして必要な性能を確保していることを確認し、そのうえで対象とする箇所への適用性について検討する必要がある。今後は、現場条件に応じて施工性、維持管理性等を含めた観点から合理的にプレキャスト部材を選定していくための目安となる手法を検討する予定である。

#### 謝辞

本調査にあたり、プレキャストコンクリートメーカー各社より技術資料等の提供を受けた。ここに記して謝意を示す。

#### 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，pp.19-22，2015.8
- 2) 社団法人日本道路協会：道路土工—擁壁工指針，pp.168-177，2012.7
- 2) 一般社団法人日本道路協会：道路土工構造物技術基準・同解説，2017.3