

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～令和 3 年度

プログラムリーダー：道路技術研究グループ長 久保和幸

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

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

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

2. 目標とする研究開発成果

本研究開発プログラムでは、橋梁、トンネル、土工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、令和 2 年度に実施した研究の成果・取組について要約すると以下のとおりである。

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

＜橋梁関連＞

鋼道路橋については、耐久性に優れるステンレス鋼の適用性を確認するための研究を行っている。ステンレス鋼を道路橋の二次部材に適用することを想定し、対傾構の弦材を模擬した試験体の載荷試験を行った。ステンレス鋼製の偏心を有する山形断面部材の耐荷力について、限られた条件の試験ではあるが、炭素鋼の基準耐荷力曲線を用いて評価できることを明らかにした。

道路橋の下部構造物については、信頼性向上に資する地盤調査・試験方法とそれに対応する設計手法の構築に向けて研究を行っている。推定精度を向上させた水平方向地盤反力係数を用いて杭基礎の設計を行った場合の杭基礎諸元に与える影響や余裕度の変化を確認することを目的として試設計を行った結果、軟弱地盤では現行設計法と比較して杭本数等の諸元が減少することが明らかとなり、設計の合理化が図られることを確認した。

コンクリート道路橋についても、品質等の信頼性の違いを反映できる耐久性設計手法の構築を目的に、ステン

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

レス鉄筋のコンクリート部材への適用性確認及び塩分腐食に対する耐久性評価に向けた評価方法の策定のための研究を実施している。令和2年度は、ステンレス鉄筋を用いたRC梁部材の曲げ載荷試験及び高塩分濃度下における付着応力度試験を実施し、一定の鉄筋比の範囲で普通鉄筋を用いた場合と同様の部材挙動に制御できることや、 25kg/m^3 までの塩分濃度下ではステンレス鉄筋に起因する付着性能の低下は生じないことを確認した。また、厳しい塩害環境である沖縄地域の塩分量調査結果を集計し、塩害作用の最大強度を把握した。

過酷な塩害環境で供用される新設プレストレストコンクリート橋の高耐久化に向けて、混和材の使用等によるかぶりコンクリートの塩分浸透抵抗性の向上効果を把握し、その評価技術や設計方法を確立して、塩害に対して高耐久なコンクリートを提案することを目的とした研究を行っている。令和2年度の検討では、長期間の浸せき試験の結果に基づき、塩化物イオンの内部への浸透が停滞するような、塩分浸透抵抗性が極めて高いコンクリートを分類するための評価指標として、電気抵抗率とその閾値を検討した。また、検討した評価指標は、浸せき期間1年以上の結果を踏まえて設定したものであり、プレキャスト製品の出荷前の段階では適用できないことが想定されたため、若材齢時の電気抵抗率の推移から、供用後の電気抵抗率を推定する手法を検討した。

＜トンネル関連＞

道路トンネルの更新工事として、断面を拡大する掘削（拡大掘削）や、覆工の切削、再構築が実施されているが、拡大掘削時の地山や支保構造の力学的な特性や切削時の影響範囲など不明な点が多い。そこで、地山の初期応力状態をパラメータとして拡大掘削と新設掘削を模擬した室内実験を行い、既設トンネルがある状態でその断面を拡大掘削すると、周辺地山で圧縮ひずみが解放される割合が新設掘削に比較して小さくなること等を確認した。また、覆工の切削、再構築時の検討として、切削後の残存部分や切削範囲外の覆工への影響について数値解析を行い、切削範囲前後の覆工への影響範囲は概ね5m未満であること等を、限られた条件下であるが確認した。

＜土工構造物関連＞

補強土壁の新たな変状形態である重力式基礎からのすべり落ちの対策として、重力式基礎の肩と壁面材の間の余裕幅を確保する手法に着目し、その必要な値を検討した。具体的には、複数の壁高、入力地震動等の条件に対して、ニューマーク法による残留変形解析を系統的に実施した。また、1995年兵庫県南部地震及び2016年熊本地震で強い地震動の作用を受けた重力式基礎上の補強土壁の被災事例に対し、観測された残留水平変位と計算で得た残留水平変位からモデル化による誤差の程度を検討した。その結果、残留水平変位のバイアス（被災事例における実測値 / 残留変形解析における計算値）を考慮し、すべり落ち対策として重力式基礎の肩と壁面材の間に必要となる余裕幅の1つの目安として0.5mを提案した。

高耐久性等を発揮するカルバートの設計法の検討に向け、カルバートの変状の把握とその要因の分析、フォルトツリーの作成と見直しを継続してきた。変状が確認された部材・部位は多岐にわたり、材料的要因（コンクリートの特性や継手部材の劣化等）が考えられる変状、構造的要因（カルバートへの外力の作用）が考えられる変状ともに見られた。構造的要因のうち偏土圧の影響については、変状事例を参考に各部材の応力度照査を試行した結果、側壁で鉄筋やコンクリートの許容応力度に対して比較的余裕があることと、水平方向の顕著なひびわれが見られないことは概ね整合した。左右の水平土圧の差によっては頂版の最大応力やその発生位置が若干変わることを確認した。また、継手の開きが見られたカルバートを例に、現地での追加の地質調査と縦断方向の試算を行った結果、カルバートが前後区間の拡幅盛土の沈下に引き込まれる挙動をしたことが考えられ、これを考慮した計算手法の必要性が確認された。

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

＜トンネル関連＞

既設のトンネルに変状が発生した場合の対策工の選定は、個別の変状に対して過去の経験や実績等による場合が多く、補修・補強工法の設計手法としては未確立な面が残されており、耐久性の向上や施工の簡略化なども求められている。令和2年度は、低強度の材料を用いた対策工について押抜き試験を実施した。また、令和元年度に引き続き、室内促進劣化試験と屋外暴露試験の比較を行った。その結果、従来工法と比較して、低強度の樹脂系材料を用いた対策工では、シート等のはく離と比較して変形が進行しやすく荷重の増加は小さい特性を示すことが明らかとなった。また、促進条件の検討では、室内促進40℃または60℃の14日浸漬で、屋外暴露2年目の

状態を予測できることが可能性として示唆された。

＜土工構造物関連＞

補強土壁において盛土材の漏出を防止する目的で一般的に用いられる不織布に着目し、その漏出抑制効果の評価手法を検討した。具体的には、壁高約 6 m の土被り圧を再現した隣接する壁面材どうしの接合部の模型実験を実施し、不織布の幅、剛性及び粗度をパラメータとして、壁面材の開きに対する不織布の挙動を調べた。実験で得た接合部の開きと不織布のたわみの関係において、開きの増加に対して不織布のたわみが急増する点と盛土材の漏出抑制機能が限界となる点をそれぞれ工学的に定義し、ワイブル分布曲線式を利用してこれらの限界点を定量的に表した。さらに、盛土材の漏出抑制に有効に機能する不織布の幅として有効不織布幅を定義し、有効不織布幅と上記の 2 つの限界点に対応する開きの関係を定式化した。同式は、設計上の壁面材どうしの接合部の開きを与えられれば、これに必要な不織布幅を算出できるほか、補強土壁の点検において盛土材漏出抑制機能に基づいた壁面材どうしの接合部の健全性評価の指標となり得ることを示唆した。

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、カルバートの変状事例の整理、各部材・部位の変状と道路機能との関係についての検討、フォルトツリーのまとめと見直しを行ってきた。その結果、進展可能性、道路機能に影響を与える可能性ともに高い変状として、活荷重や偏土圧による頂版のひびわれや、漏水を伴うコンクリート部材の変状、導水工部材の取付不良や継手部の開き・ずれの部分からの水や土砂の流入が考えられた。これらの変状について設計段階での検討、経過観察、早期の措置を行うことは、効率的な道路機能維持につながる。その中で偏土圧による頂版のひびわれについては、曲げモーメント分布の試算や応力度照査の試行の結果から、特にカルバート片側の盛土のみで緩みや変形に伴い水平土圧が小さくなる場合に進展可能性が高く、設計でも考慮する必要が生じる可能性が確認された。また、現地の地質調査や縦断方向の試算の結果から、前後区間の拡幅盛土の沈下に引き込まれて継手が開く可能性があり、設計での考慮や適切な施工により盛土の沈下を防ぐ必要性が確認された。

（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

補強領域のすべり線周辺の盛土材の応答に着目し、補強土壁がすべりに対して限界となる状態について検討した。具体的には、分割型壁面材の補強土壁の動的遠心模型実験の結果から、補強領域のすべり線付近の盛土材のひずみ、下端の壁面材の回転変位及び盛土材の三軸圧縮試験結果との関係を検討した。実験の結果によると、すべりは最初に補強領域背面において発生し、その後に補強領域に進展した。外形上は、壁面材の傾倒等が生じた。すべり線周辺の盛土材の応答加速度－最大せん断ひずみ関係の特徴点として、载荷の初期で勾配が変化する点と応答加速度が最大となる点が認められた。後者は、目視により確認した補強領域のすべりの発生のタイミングによく対応した。また、補強領域にすべりが生じたときの下端の壁面材の回転変位と盛土材の三軸圧縮試験結果を関連付け、これを定式化した。

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。その結果、他の変状の契機となり得る変状や進展可能性の高い変状については、特徴を踏まえた経過観察と結果の記録・保存、設計・施工条件との関連づけにより、時系列的な評価や設計での配慮の必要性が考えられた。こうした変状は道路機能に影響を与える可能性も高く、重点的かつ継続的に点検を行うことは効率的な維持管理の観点からも有効と考えられた。曲げモーメント分布の試算や応力度照査の試行の結果からも、周辺盛土に緩みや変形の兆候が見られ、土圧の低下が想定される場合には、盛土の状態の変化や頂版のひびわれの進展を注意深く確認する必要性が考えられた。また、継手の開きが見られたカルバートの現地の地質調査結果から、基礎地盤の条件にばらつきがなくても、カルバート前後区間の拡幅盛土の沈下の影響により継手が開く場合もあり、盛土の沈下の持続性についても確認が必要と考えられた。

（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

生産性に優れたプレキャスト工法の合理的な構築手法の開発を目的に研究を行っている。令和 2 年度は、ブロック積擁壁の既往の地震被害事例を統計的に分析し、ブロックの積み方等による被害傾向を定量的に検討した。その結果を踏まえて、胴込めコンクリートの施工品質の確保により、谷積よりも施工が容易な布積の場合でも同

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

等の性能が確保され则认为られる手法の考え方を示した。また、設計、施工及び維持管理におけるプレキャスト独自のメリットを活かすための製品の技術開発の今後の方向性を検討した。さらに、その方向性を基本とし変状事例や実際の失敗事例を整理し、これらに対応するための付加技術のポイント及び具体的な解決手段を提案した。最後に、本研究の成果を「大型ブロック積擁壁設計・施工の手引き（案）」として共同研究報告書にとりまとめた。

プレキャスト部材のさらなる活用に向けて、プレキャスト部材の製造過程や接合部に着目し、品質の評価技術を検討している。プレキャスト部材は、蒸気養生を用いて製造することが一般的であるが、その際の温度管理が適切でないとコンクリート温度が高くなりすぎるおそれがある。令和2年度は、コンクリート温度が高まることが懸念される劣化メカニズムの一つ、遅延エトリングایت生成（DEF）を防止する方法の提案に向けて、蒸気養生中のコンクリート温度に留意が必要となる製造条件を検討した。また、プレキャスト部材は、コンクリートが硬化した後に納品されることから、外観の状態について、現場打ちコンクリートの場合よりも厳しく評価される場合がある。そこで、発生を防止すべき表面変状と耐久性状影響がない表面気泡等を評価する手法の提案に向けて、実製品を模擬した供試体を用いて検討した。

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 Road Technology Research Group
KUBO Kazuyuki

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

Abstract : In Japan, public infrastructures were constructed mainly in the period of rapid economic growth between the 1950s and the 1970s. Therefore, it is now important to maintain and renovate the old existing infrastructures without interrupting the traffic.

The goals of this research program are to develop new materials and construction methods to maintain and renovate the infrastructures more efficiently. It is also essential to propose new guidelines so that the developed materials and construction methods could be put in practice in this research program.

The targets of this research program are as follows;

1. Development of structural design methods and innovative materials to make the old existing infrastructures more durable
2. Development of structural design methods and innovative materials to renovate the old existing infrastructures without interrupting the traffic
3. Development of immediate inspection techniques enabling to judge appropriately when and where to be repaired
4. Development of design and construction methods of precast concrete to increase the productivity of building durable infrastructures

Key Words : Bridge, Tunnel, Retaining Wall, Culvert, Durability, Design and Construction methods

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

7.1.1 新設橋の品質・信頼性向上方法の構築に関する研究（鋼構造）

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：上仙 靖、澤田 守、大西孝典

【要旨】

本研究では、耐久性に優れるステンレス鋼の道路橋への適用性を確認するための研究を行っている。炭素鋼とステンレス鋼を接合する場合、継手部に異種金属接触腐食の発生が懸念されることから、過年度までに絶縁材料を接触面に設置した継手のすべり耐力やその防食性の検討を行った。令和2年度は、ステンレス鋼を道路橋の二次部材に適用することを想定し、対傾構の弦材を模擬した試験体の載荷試験を行った。ステンレス鋼製の偏心を有する山形断面部材の耐力力について、限られた条件の試験ではあるが、炭素鋼の基準耐力力曲線を用いて評価できることを明らかにした。

キーワード：鋼道路橋、ステンレス鋼、二次部材、山形鋼、耐力力曲線

1. はじめに

鋼道路橋において腐食による損傷は、橋の耐荷性能を著しく低下させる要因の一つであり、これを防ぐために種々の防食方法が取られている。防食方法として一般的に用いられている塗装は、一般的な環境での耐久性は十分あるものの、海岸付近や凍結防止剤を散布する等の厳しい環境では塗膜の劣化が早い。また、耐候性鋼板も、飛来塩分の影響がある環境等では、腐食の進行の抑制を期待できる緻密なさびの生成が十分ではなく、鋼部材の断面欠損を伴う腐食が生じている事例が多く報告されている。このようなことから、無塗装でも高い防食性を発揮し、維持管理費の削減を期待でき、かつ、使用地域を限定しない高い耐食性を有する高耐久鋼材のニーズが高まっている。

本研究では上述した背景からステンレス鋼に着目し、鋼道路橋の部材更新などへの適用性の確認を目的としている。ステンレス鋼は、溶接構造用圧延鋼材等の炭素鋼（以下、普通鋼）と比べてコストが高いものの、腐食しやすい箇所限定して適用する等、適用箇所によってはライフサイクルコストが有利になると考えられる。一方で、ステンレス鋼と普通鋼といった異なる鋼材を組み合わせる場合、高力ボルトや溶接による接合部において湿潤状態が維持されると、両鋼材の電位差により異種金属接触腐食の発生が懸念される。そこで過年度までに、接触面に絶縁材料を設置することで電氣的に絶縁する仕様を検討し、腐食促進試験により異種金属接触腐食の抑制効果を確認した。

また、その仕様を適用した継手のすべり耐力試験を行い、絶縁材料の材質によっては実橋梁に適用できる程度のすべり耐力を有することを確認した¹⁾。これらの結果から、ステンレス鋼を実橋梁の部材更新などに適用できる可能性を確認できたため、具体の適用箇所を想定した検討を行うこととした。

鋼道路橋におけるステンレス鋼板の使用実績は無いに等しいことから、橋全体系に与える影響が小さいと考えられる部材から段階的に検討を進める計画としている。実橋梁における腐食損傷は、伸縮部からの漏水の影響を受けやすい桁端部、塗装が薄くなりやすい二次部材や連結部の角部などに多くみられる。そこで、本研究では、構造上不可欠であり、部材単体での更新が可能な二次部材への適用を検討の第一ステップとした。

ステンレス鋼を対傾構や横構などの二次部材に適用する場合、その耐力特性を把握する必要がある。一般に対傾構や横構は、山形鋼やCT鋼が用いられており、道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編²⁾（以下、道示Ⅱ）に規定される基準耐力力曲線に基づき設計される。この基準耐力力曲線は、宇佐美らの研究成果^{3),4)}を基に定められたものである。しかし、ステンレス鋼の場合の載荷試験データおよび解析データは普通鋼と比べ不足している。そこで、本研究では実験データの収集を目的として、ガセットプレートを有するステンレス鋼製山形断面部材の一軸載荷試験を実施した。また、ステンレス鋼製部材の耐力力の評価法

を検討するため、載荷試験の結果を道示Ⅱに規定される耐力曲線と比較した。本稿では、これらの結果を報告する。

2. 実橋梁に使用される対傾構諸元の調査

ステンレス鋼を用いた山形断面部材の耐力検討を行うにあたり、実橋に使用される対傾構の諸元を調査した。調査対象は、直轄国道において平成14年改定以降の道路橋示方書かつB活荷重を適用して建設された多主钣桁橋である。軸方向圧縮力を受ける部材の基準耐力曲線と比較できるように、使用頻度を細長比パラメータごとに整理した結果を図-1に示す。ここで、細長比パラメータの算出には鋼材の降伏強度の特性値を用いている。また、対傾構は一般にガセットプレートを通じて主桁と連結されるため、ガセット面に平行な軸周りの断面二次半径を用いている。本図より、使用頻度の多い細長比パラメータは、中間対傾構において0.7~0.8、端対傾構において0.4~0.5であることがわかる。

3. 対傾構への適用を想定した載荷試験

3.1 試験体の条件

載荷試験に用いた試験体の形状寸法を図-2に示す。試験体は対傾構を模擬したものであり、柱両端にガセットプレートを設けることで、実際の拘束条件を再現した。柱部は一般に対傾構の弦材に用いられる山形鋼であり、2.に示した調査結果を基に使用実績の多い断面諸元となるよう形状寸法を決定した。柱部とガセットプレートの連結方法については、現場での部材単体の更新を想定し、高力ボルトによる摩擦接合継手とした。本試験に用いた試験体は2体であり、それぞれ山形鋼の鋼種がSUS316材、比較用のSS400材である。高力ボルトについては、SUS316材の試験体にはステンレス製高力ボルト10T-SUS（SUS630）、SS400材の試験体にはF10Tを用いた。ガセットプレートは既設部材と想定し、どちらの試験体においてもSM400A材を用いた。SUS316材の試験体においては、異種金属の接触面に厚さ1mmのエポキシ樹脂版を絶縁材料として設置した¹⁾。

柱部に用いた鋼材の応力とひずみの関係を図-3、材料引張試験の結果を表-1にそれぞれ示す。引張試験に用いた試験片は、山形鋼の長手方向に板取りしたものであり、寸法はJIS Z 2241⁵⁾に定められた5号である。ステンレス鋼の機械的性質については、JIS G 4304⁶⁾

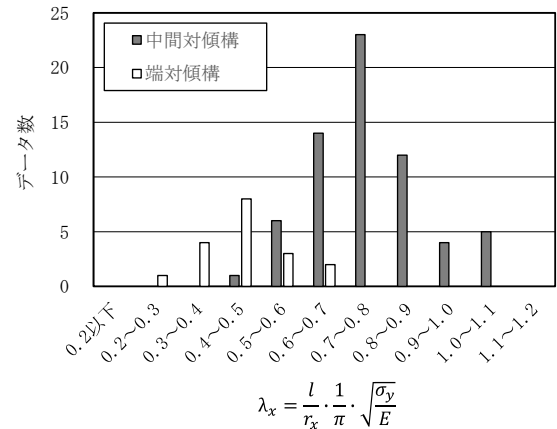


図-1 実橋梁に使用される対傾構の諸元

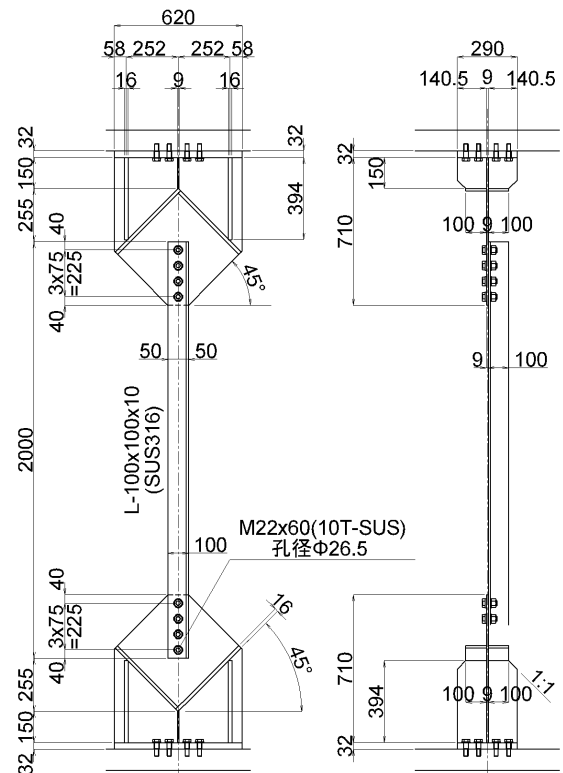


図-2 試験体の形状寸法

を満足するものであった。弾性係数は普通鋼に比べてやや低いものの、他の分野において設計計算に用いる定数として定められるもの⁷⁾と同程度であった。

試験体柱部の断面諸元を表-2に示す。本表に示す細長比パラメータおよび降伏荷重は、表-1に示した材料引張試験の結果を用いて算出したものである。2つの試験体の断面形状および寸法は同じであるが、鋼材の降伏点と弾性係数の差により、細長比パラメータおよび降伏荷重に違いがある。

3.2 載荷方法

載荷試験は、柱端部がガセットプレートに連結され

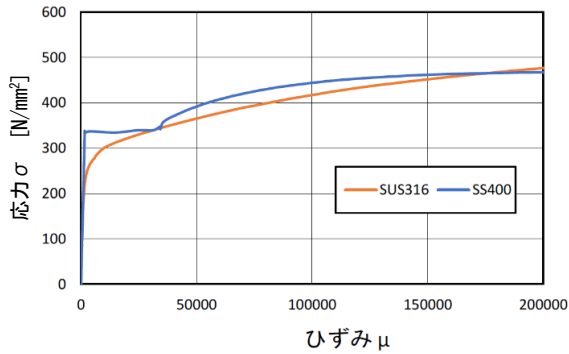


図-3 柱部に使用した鋼材の応力-ひずみ関係

表-1 材料引張試験の結果

	SUS316	SS400
降伏点 $\sigma_{0.2}, \sigma_{yL}$ (N/mm ²)	260	333
降伏ひずみ μ_y	3,344	1,695
引張強さ σ_u (N/mm ²)	575	468
弾性係数 E (kN/mm ²)	194	201

表-2 試験体の断面諸元

	SUS316	SS400
断面積 A (mm ²)	1,900	1,900
柱長さ L (mm)	2,000	2,000
細長比 L/r_x	66	66
細長比パラメータ λ	0.768	0.852
降伏荷重 P_y (kN)	494	633

た実際の拘束条件を再現するため、試験機のスイベルヘッドの回転を拘束し、試験体端部は固定支持とした。

載荷方法は、地震時の繰り返し作用を考慮し、圧縮と引張を交互に3回ずつ繰り返し載荷するものとした。圧縮方向については、最大荷重に達するまで荷重制御、最大荷重以降は変位制御による載荷とした。引張方向については、摩擦接合面でのすべりが生じないよう、圧縮荷重を超えない範囲で荷重制御による載荷とした。

3. 3 載荷試験の結果

載荷荷重 P と軸方向変位 δ の関係を図-4 に示す。なお、本図においては、圧縮側を正としている。普通鋼の最大荷重は279kN、ステンレス鋼の最大荷重は226kNであった。

図-4 の結果をそれぞれの降伏荷重 P_y およびフック則により求めた降伏変位 δ_y で無次元化し、圧縮域の包絡線を比較したものを図-5 に示す。本図より弾性域における傾きは概ね一致していることが読み取れる。最大耐力はステンレス鋼の方が若干上回っているものの、大きな差はみられない。なお、この差については、SUS316 材と SS400 材の降伏点が異なり、柱部材としての細長比パラメータが若干異なることが影響していると考えられる。また、最大荷重に到達した以降の耐力

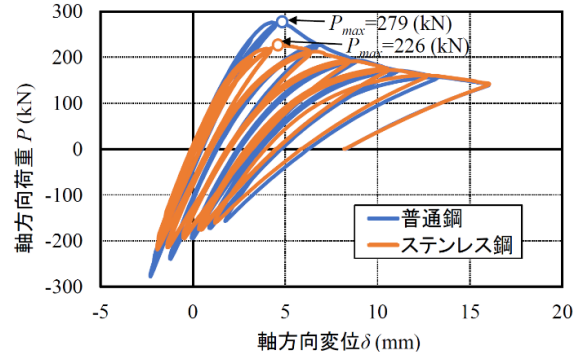


図-4 荷重-軸方向変位関係

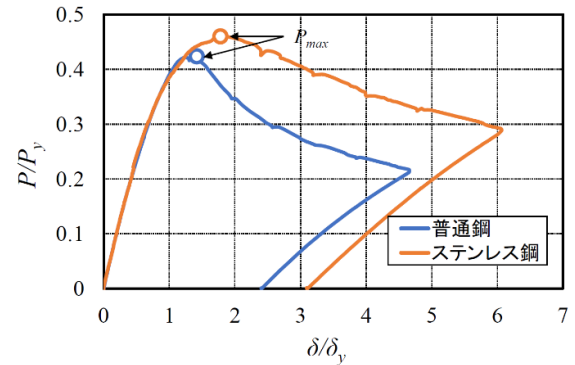


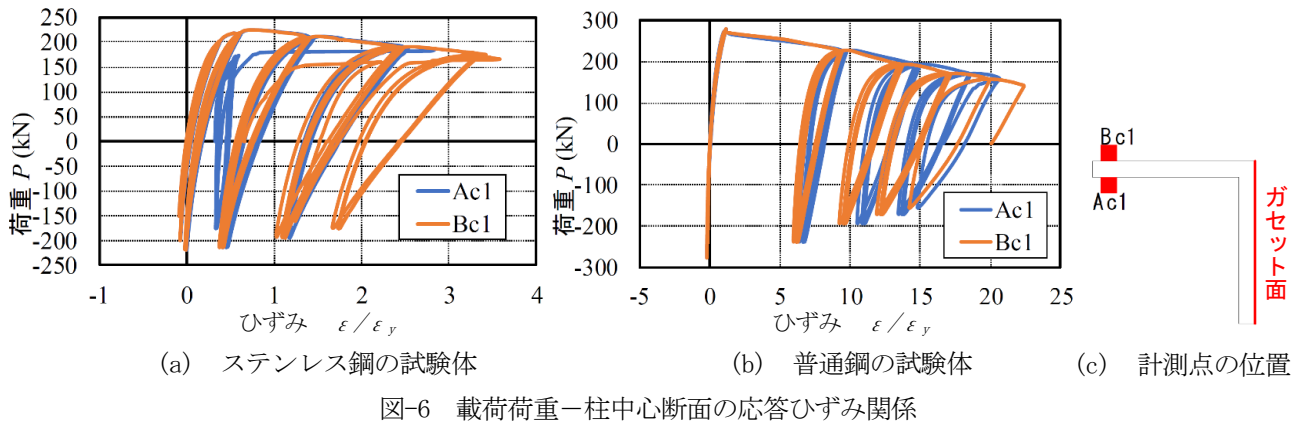
図-5 無次元化した荷重-軸方向変位関係

に着目すると、普通鋼よりもステンレス鋼の方が緩やかに減少していることが読み取れる。

載荷試験時において、柱部は面外方向に全体座屈が生じ、最大荷重到達後にねじれる挙動を示した。ガセットプレートは、柱の変形に伴って面外に変形したが、局部座屈は生じなかった。載荷荷重 P と面外への最大応答変位が発生した柱中央断面の応答ひずみ ε の関係を図-6 に示す。なお、応答ひずみについては、降伏ひずみ ε_y との比を示している。ステンレス鋼の試験体においては、全ての計測点において降伏前に最大荷重に達していた。普通鋼の試験体においては、降伏を迎えてから最大荷重に達した計測点が見られた。ステンレス鋼の試験体においては、最大荷重に達するまでいずれの計測点においても応答ひずみは小さい範囲であったことから、本試験条件においては、幾何学的非線形性の影響が大きく、柱部の応答ひずみが小さい範囲であったため、鋼材の材料特性の違いが柱の最大耐力に大きく影響しなかったものと考えられる。

3. 4 基準耐荷力曲線と試験結果の比較

載荷試験の結果を道示Ⅱ²⁾に規定される基準耐荷力曲線と比較したものを図-7 に示す。本図には普通鋼を対象とした宇佐美らの研究成果^{3),4)}も併記している。



載荷試験の結果は、ステンレス鋼および普通鋼ともに基準耐力曲線の上側となった。本試験条件においては、両端にガセットプレートを有する山型断面部材について、鋼種がステンレス鋼の場合でも普通鋼の基準耐力曲線を用いて耐力力を評価できる可能性があることが示された。なお、同一断面かつ同一寸法の試験体であるが、鋼材の降伏点の違いにより細長比パラメータに差があるため、最大耐力に若干の差異が生じたものと考えられる。この点については、今後解析的に検証する予定である。

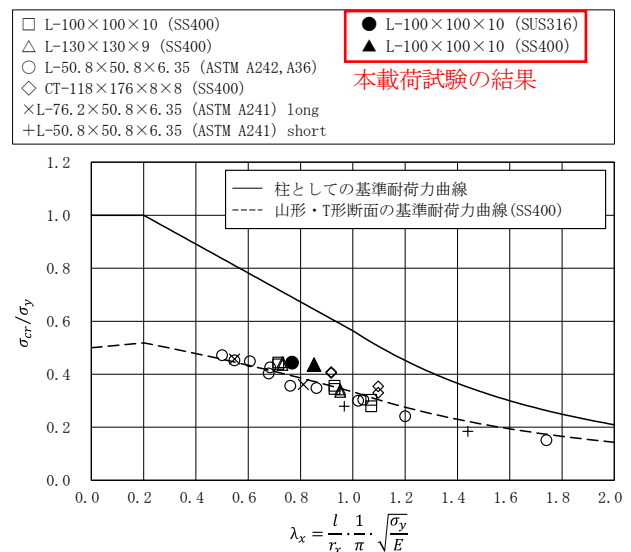
4. まとめ

本研究では、鋼道路橋の二次部材にステンレス鋼を適用することを目的として、両側にガセットプレートを有するステンレス鋼製の山形断面部材の耐力力を載荷試験により確認した。また、普通鋼を対象とした現在の基準耐力曲線と載荷試験結果の比較を行った。その結果、本試験条件の範囲においては、鋼材の材料特性の差が最大耐力に大きく影響しないことを確認した。また、鋼種がステンレス鋼の場合でも、普通鋼の基準耐力曲線を用いて評価できる可能性があることを示した。

今後は横構を想定した載荷試験や解析検討を行い、ステンレス鋼製の部材の適用性の検討を進める予定である。

5. 謝辞

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



参考文献

- 大西孝典、村井啓太、澁谷敦、上仙靖、玉越隆史：異種金属間に絶縁材を配置した摩擦接合継手のすべり耐力、土木技術資料、vol. 61、No. 12、pp. 52-55、2019. 12
- (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編、pp. 135-137、2017. 11
- 宇佐美勉、T. V. ガランボス：2 軸曲げを受ける単一山形鋼柱の強度、土木学会論文報告集、第 191 号、pp. 31-44、1971. 7
- 宇佐美勉、福本嘯士、ブレーシング材としての山形および T 形鋼部材の圧縮強度と設計、土木学会論文報告集、第 201 号、pp. 43-50、1972. 5
- 日本産業標準調査会：JIS Z 2241 金属材料引張試験方法、日本産業規格、2011
- 日本産業標準調査会：JIS G 4304 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯、日本産業規格、2015
- ステンレス構造建築協会：ステンレス建築構造設計基準・同解説【第 2 版】、2001. 5

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

7.1.2 新設橋の品質・信頼性向上方法の構築に関する研究（橋梁基礎）

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：桐山孝晴、堀内智司、飯島翔一

【要旨】

信頼性向上に資する地盤調査・試験方法とそれに対応する設計手法の構築に向けて、平成 28 年度に動的載荷試験の適用性の検証と杭の支持力推定式の見直しを行い、平成 29 年度に地盤調査の信頼性の違いなどを考慮した信頼性設計手法を構築し、平成 30 年度に支持層到達確認を行うための場所打ち杭の施工管理装置を開発した。さらに、推定精度が課題となっている軟弱地盤の設計計算モデルの見直しとして、水平方向地盤反力係数の推定精度の向上を行うとともに、令和元年度は軟弱地盤上の橋台杭基礎における側方流動圧を算出した。

令和 2 年度は、推定精度を向上させた水平方向地盤反力係数を用いて杭基礎の設計を行った場合の杭基礎諸元に与える影響や余裕度の変化を確認することを目的として試設計を行った。その結果、軟弱地盤では現行設計法と比較して杭本数等の諸元が減少することが明らかとなり、設計の合理化が図られることを確認した。

キーワード：水平方向地盤反力係数、杭基礎、試設計、設計の合理化

1. はじめに

平成 29 年に改定された道路橋示方書Ⅳ下部構造編¹⁾（以下、「H29 道示」という）では、データのばらつきなどによる不確実性の大きさに応じて部分係数が差別化される部分係数設計法が採用された。これまでの許容応力度法では安全率によって安全余裕を考慮していたが、部分係数設計法の導入により、材料強度や荷重、モデル誤差などによる不確実性を個別に設定することが可能となったため、不確実性を小さくすることでより合理的な設計が可能となった。

基礎の設計に関する不確実性の一つとして、軟弱地盤における設計計算モデルのモデル誤差が挙げられる。特に推定精度の低い軟弱地盤上の基礎について、地盤反力係数等の設計計算モデルを精度の良いものに見直すことで、合理化が見込めることが期待されている。

H29 道示では、地盤反力係数を求める方法として、載荷試験による場合と、推定式により求める場合を規定されている。後者に関して、水平方向地盤反力係数の推定式（以下、「現行式」という）は、直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する地盤反力係数に載荷幅依存性を考慮したものとなっているものの、N 値が 5 以下のような軟弱地盤において、実測値と比べて過小評価する結果となるなど、推定精度が課題となっている²⁾。

これに対して、基礎の変位レベルや地盤のひずみレ

ベルを考慮して推定精度を向上させた水平方向地盤反力係数の推定式が提案されている³⁾。しかし、実橋梁レベルではどの程度諸元が変化するのか、各照査において応答がどの程度変化するのかは検証されていない。

そこで、本報告書では、現行式を用いた場合の試設計（以下、「現行試設計」という）と、推定精度を向上させた式を用いた場合の試設計（以下、「提案試設計」という）をそれぞれ行い、安全余裕（応答値／制限値）の比較を行った。また、提案試設計において過度に安全余裕が生じる場合は諸元を見直す最適化設計を行い、その諸元の変化について確認した。

2. 提案する水平方向地盤反力係数の推定式

提案試設計において使用する地盤反力係数の推定式（以下、「提案式」という）を式(1)に示す。提案式では現行式と比較して、式(2)に示すように地盤のひずみ依存性を考慮することで推定精度を向上している。なお、基準変形係数 E_1 は、実務の便を考慮して深度を用いない推定式（式(3)）を採用した⁴⁾。

$$k = \lambda \alpha \nu E_1 B_e^{-1} \kappa \quad (1)$$

ここに、

k : 地盤反力係数 (kN/m³)

λ : 表-1 に示す基礎の施工法の違いを考慮するための補正係数

α : 表-1 に示す変形速度等の影響を考慮するための係数

ν : 表-1 に示す地盤の変形係数を地盤反力係数に換算するための係数

表-1 地盤反力係数の算出に用いる係数 λ 、 α 及び ν

係数	基礎の施工法、地盤種別	地盤反力係数の種類	
		基礎底面の鉛直方向 地盤反力係数 k_v	基礎前面の水平方向 地盤反力係数 k_u
λ	杭基礎	1.0	1.0
α	地震の影響を含む場合	1.0	2.0
	地震の影響を含まない場合	1.0	1.0
ν	砂質土・粘性土・岩	2.0	2.0

E_1 : 地盤反力係数を求める際に用いる基準変形係数 (kN/m^2) で、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験または孔内水平載荷試験から求める場合は式(2)、 N 値から求める場合は式(3)、(4)により求める⁴⁾。

$$E_1 = cE_m \left(\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_m} \right)^{-1/2} \quad (2)$$

$$\begin{cases} \text{砂質土 :} & E_1 = 2700N^{3/4} \\ \text{粘性土 :} & E_1 = 4000N^{1/2} \end{cases} \quad (3)$$

$$E_1 = 4000N^{1/2} \quad (4)$$

E_m : 地盤調査で得られた変形係数 (kN/m^2)、一軸圧縮試験または三軸圧縮試験の場合は E_{50} 、孔内水平載荷試験の場合は応力ひずみ関係が一定となった範囲の結果に基づいて求めるものとする。

ε_1 : E_1 を求めるときの基準ひずみ (%) で、1%とする

ε_m : E_m を求めるときに地盤又は供試体に生じるひずみ (%)

B_e : 地盤反力係数の算出に用いる基礎の換算載荷幅 (m) で $0.8B$

B : 荷重載荷方向に直交する基礎の載荷幅 (m)。

κ : 基礎の変位レベルに応じた補正係数で、式(5)による

$$\kappa = \left(\frac{y_{eq}}{y_1} \right)^{-1/2} \quad (5)$$

y_{eq} : 着目する変位量で、 B が 5m 以上の場合は 0.05m とする。 B が 5m 未満の場合においては、 $y_{eq} \geq 0.01B$ とする。

y_1 : 基準変位量で、 $0.01B$ とする。

3. 試設計手法

現行試設計、提案試設計、および最適化設計の設計方法について述べる。検討のフローを図-1 に示す。

現行試設計、提案試設計、および最適化設計の対象は、道路橋杭基礎の橋脚または橋台とし、杭種および杭工法の組合せは表-2 に示すような橋脚および橋台各 22 基とした。表中の数字「2」は、表-3 および図-2 に示す杭体の曲げモーメントのパターンの数であり、軟弱な地盤を想定した杭頭部の曲げモーメントが卓越する分布と、比較的硬質な地盤を想定した地中部の曲げモーメントが卓越するような分布の 2 種類がある。

現行試設計では、H29 道示に基づいて設計を行った。設計は橋軸方向に着目し、安定照査および部材照査を行った。耐荷性能の設計における設計状況は、橋脚基礎については、永続作用支配状況および変動作用支配状況、レベル 2 地震動を考慮する設計状況とし、橋台基礎については、永続作用支配状況および変動作用支配状況とした。

提案試設計では、現行試設計で決定された諸元に対して、地盤反力係数を 2 章に示す提案式を用いて試設計を行った。現行試設計と同様に橋軸方向の安定照査および部材照査を行った。橋脚は、永続作用支配状況および変動作用支配状況、及び、レベル 2 地震動を考慮する設計状況において試設計を行い、橋台は、永続作用支配状況および変動作用支配状況において試設計を行った。

最適化設計では、各照査の応答値が制限値に対して過度に余裕がある場合、または、照査を満足しない場合には諸元の見直しを行い、適度な安全余裕 (1 を超過しない範囲内で 1 に近い値) となるように杭基礎の最適化を行った。

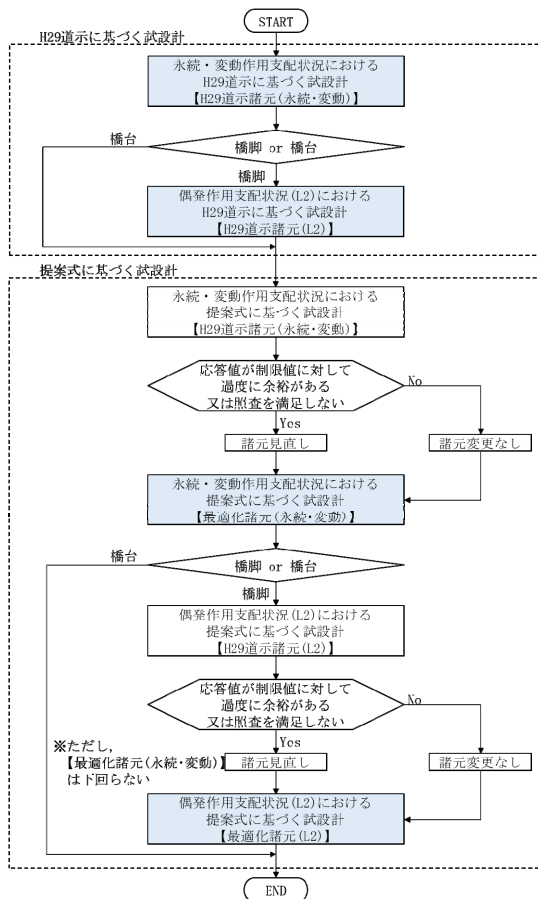


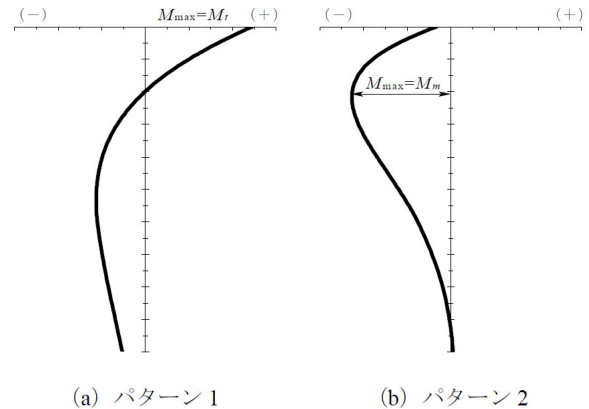
図-1 検討のフロー

表-2 杭種および杭工法の組み合わせ

(単位: 基)						
杭工法	鋼管ソイルメント杭工法	回転杭工法	打撃工法	中掘り杭工法	プレボーリング工法	場所打ち杭工法
杭種	鋼管ソイルメント杭	鋼管杭				場所打ち杭
鋼管ソイルメント杭	2					
鋼管杭		2	2	2		
SC杭			2	2	2	
PHC杭			2	2	2	
場所打ち杭						2
計						22

表-3 曲げモーメントのパターン

パターン	杭体の曲げモーメント分布	想定地盤
1	杭頭曲げモーメントが卓越	軟弱な地盤
2	地中部曲げモーメントが卓越	比較的硬質な地盤



※ 正負の符号は、杭頭に外力として任意の向きの単位モーメントが作用したとき、杭体に生じる曲げモーメントが同一方向となることを正とする

図-2 杭体の曲げモーメント分布

4. 試設計結果

まず、現行試設計及び提案試設計の結果について述べた後で、最適化設計の結果について述べる。

図-3 に、橋脚および橋台において、水平方向地盤反力係数 k_H および杭の軸方向ばね定数 K_V の比 (提案式/現行式) を示す。軟弱地盤のケースでは、水平方向地盤反力係数 k_H の比が 3~4 程度となっており、提案式で算出された値が現行式で算出された値よりも大きくなっている。一方、比較的堅固な地盤のケースでは、水平方向地盤反力係数 k_H の比は 1.0~1.5 程度となり、また、杭の軸方向ばね定数 K_V の比も 1.0~1.5 程度となった。

図-4 に、橋脚および橋台において、現行試設計と提案試設計の各照査項目における安全余裕の比 (提案式/現行式) を示す。杭工法や杭種により差はあるものの、変位の照査において安全余裕の比が 1 よりも小さくなっており、提案試設計の方が現行試設計と比較して余裕のある状態となっていることがわかる。また、同様に杭体の正曲げの照査についても、提案試設計は現行設計と比較して余裕のある状態となっている。これらは、図-3 に示すように提案式によって算出された水平方向地盤反力係数が現行式よりも大きな値となることが要因の一つと考えられる。

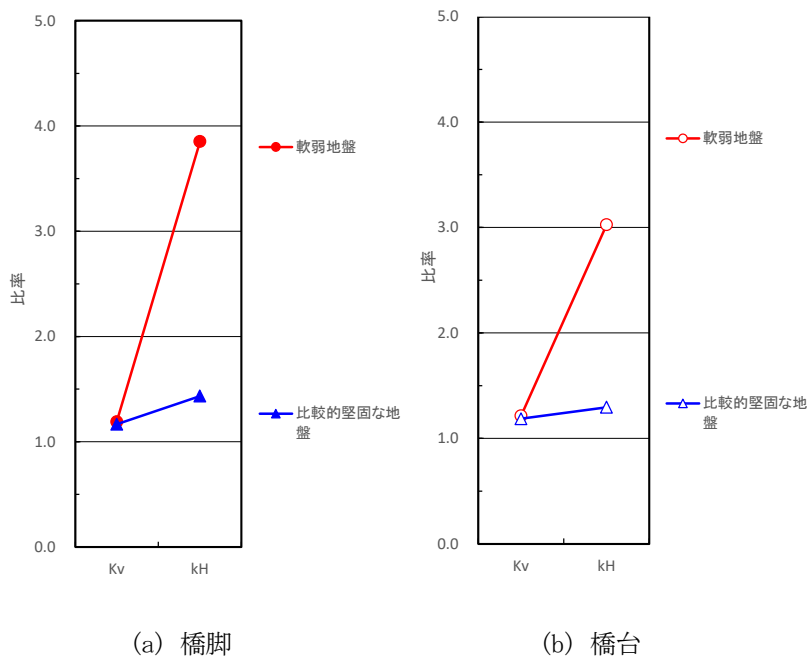
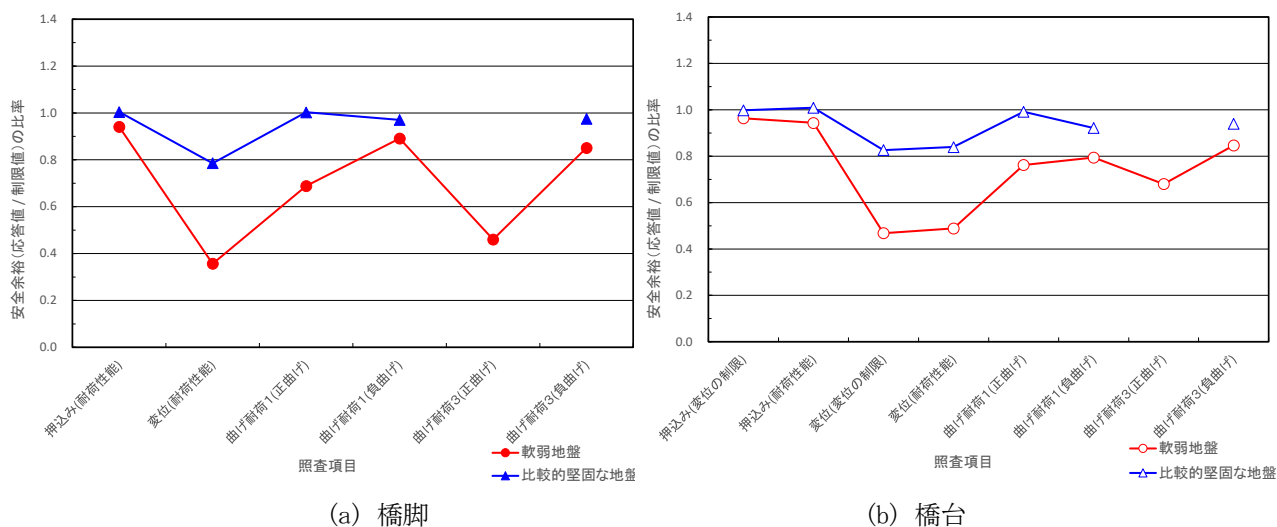


図-3 k_H および K_V の比 (提案式/現行式)



※杭に曲げ引張が生じない場合には、安全余裕の比で評価することはできないため、プロットから除外

図-4 現行試設計と提案試設計の各照査項目における安全余裕の比 (提案式/現行式)

次に、最適化設計を行った結果を図-5 から図-7 に示す。まず、永続・変動作用支配状況における試設計では、軟弱地盤のケースにおいて、基礎諸元が減少する傾向が顕著に現れている。これは、提案式によって算出された水平方向地盤反力係数 k_H が現行式よりも大きな値となることが要因の一つと考えられる。次に、レベル2地震動を考慮する設計状況における試設計で

は、軟弱地盤のケースにおいて諸元が減少する傾向はあるものの、永続作用・変動作用支配状況における試設計の場合と比較して顕著ではなくなっている。これは、レベル2地震動を考慮する設計状況における試設計では、地盤抵抗の非線形性を考慮しており、杭頭部の水平地盤抵抗は地盤反力度の上限値で決まることから、 k_H の差が顕著に現れなかったためと推察される。

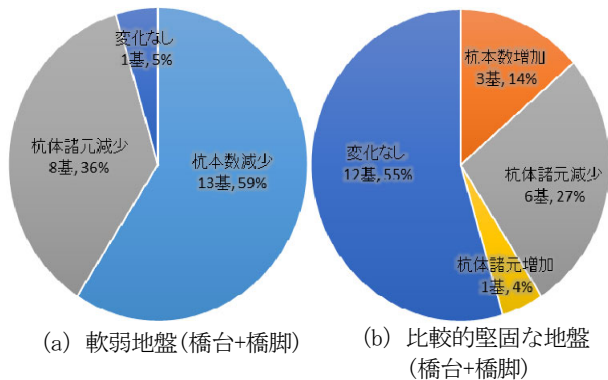


図-5 杭基礎諸元への影響(永続・変動)

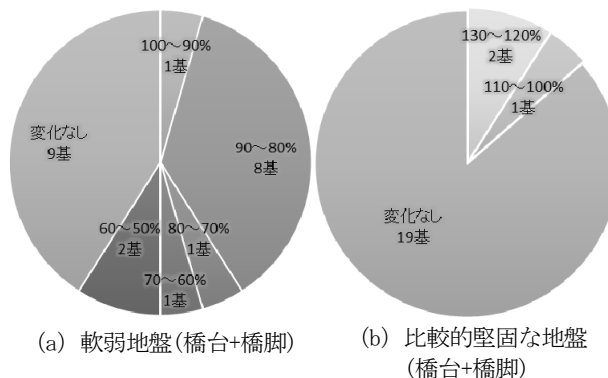


図-6 杭本数への影響(最適化諸元/H29 道示諸元)
(永続・変動)

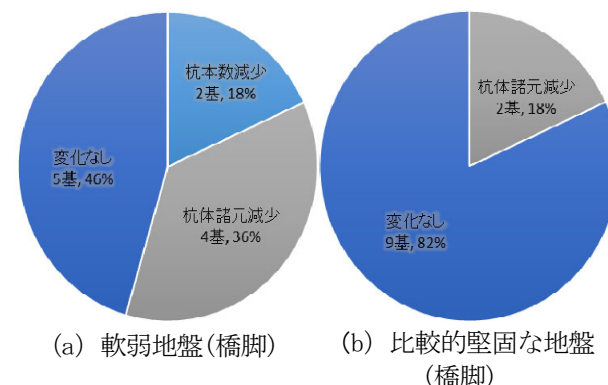


図-7 杭基礎諸元への影響(レベル2地震動)

5. まとめ

本稿では、推定精度を向上させた水平方向地盤反力係数を用いて杭基礎の設計を行った場合の杭基礎諸元に与える影響や余裕度の変化を確認した。得られた主な知見を以下に示す。

- ・杭頭曲げモーメントが卓越するケースの水平方向地盤反力係数 k_H は、提案式で算出された値が現行式で算出された値よりも大きくなった。

・変位の照査および杭体の正曲げの照査において、現行試設計に比べて提案試設計の方が余裕のある結果となった。

・最適化設計の結果、軟弱地盤のケースにおいて、杭本数が減少して合理化が図られる傾向にあることを確認した。

今後は、提案式を用いた場合の部分係数を設定するための信頼性解析を行う予定である。また、杭本数が減少するような軟弱地盤上の橋台では、背面盛土の偏土圧による側方移動の発生が懸念されており、今後、側方移動の定量的な評価法の検討が必要である。

参考文献

- 1) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編、2017
- 2) 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、土木研究所資料第 4136 号、2009. 3
- 3) 大竹雄、七澤利明、本城勇介、河野哲也、田辺晶規：基礎の変位レベルと地盤のひずみレベルを考慮した設計用地盤反力係数の推定法、土木学会論文集 C (地圏工学)、Vol. 73、No. 4、pp. 412-428、2017
- 4) 大竹雄、七澤利明、本城勇介、河野哲也、田辺晶規：地盤調査法とひずみレベルを考慮した設計用地盤変形係数の推定法、土木学会論文集 C (地圏工学)、Vol. 73、No. 4、pp. 396-411、2017

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

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

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、岩谷祐太、小林巧

【要旨】

塩害地域の新設コンクリート道路橋では、かぶりを厚く設定し耐久性を確保する方法を標準としている。また、塩害環境が厳しい地域ではその方法に加え、塗装鉄筋等の防食方法を併用することが規定されている。しかし、標準を超える塩害環境の作用の最大値が明らかとなっていないため、どの程度の塩害対策を行うことで設計耐久期間 100 年が十分担保されるかは明示されていない。令和 2 年度は、厳しい塩害環境である沖縄地域の実態調査結果を集計し塩害作用の最大強度を把握した。併せて、塩害対策手法の一つとして高耐久鋼材であるステンレス鉄筋を道路橋示方書に反映するために、RC 部材としての耐荷性能に関する検討を実施した結果を報告する。

キーワード：塩害、表面塩化物イオン濃度、ステンレス鉄筋、付着応力度、曲げ載荷試験

1. はじめに

道路橋示方書（H29）¹⁾（以下、道示）において塩害地域の新設のコンクリート道路橋では、かぶりを厚く設定し耐久性を確保する方法を標準としている。しかし、厳しい塩害環境下においてかぶりの確保のみで塩害対策を行うとすると、90 mm を大きく超えるような非現実的なかぶり厚さになる。

そのため、道示における対策区分 S などの塩害環境が厳しい地域では、かぶりを確保する方法に加え、塗装鉄筋又はコンクリート塗装等かぶりによる方法以外の方法を併用することが規定されているが、どこまでの塩害対策を行うことで設計耐久期間 100 年を十分担保されるかは明示されていない。

塩害環境下において設計耐久期間 100 年を判断するためには、工学的判断に裏付けられた経験則や過去の塩害被害事例に基づいて安全であるとみなせる範囲を決めるか、例えばフィックの拡散方程式（以下、フィック式）のような工学的に一定の信頼性が保証されている塩分浸透予測手法で遮塩性を確認することが必要である。

前者も後者も、飛来塩分量や付着塩分量、表面塩化物イオン濃度（以下、 C_0 ）など、定量的に塩害環境を把握できる指標が必要である。前者はそれら塩分量指標と塩害被害の実態調査結果を比較することにより、塩分浸透に対して安全であるとみなせる範囲を確認する。しかしながら、防食方法ごとに設計耐久期間 100 年を確認することは、膨大な時間がかかる上、サンプル数

を確保することが困難である。

後者は塩分量指標の定量化（ C_0 ）に加え、抵抗メカニズムのモデル化（フィック式）と、腐食しないとみなせる抵抗側の閾値（発錆限界）を設定できれば設計耐久期間 100 年をおおよそ評価できる。ただし、塩分量指標の設定、モデル化の方法、抵抗側の閾値それぞれに議論の余地がある。特に塩分量指標の設定において、土木学会コンクリート標準示方書（2017 年 設計編）²⁾で C_0 の最大値として飛沫帯の 13 kg/m^3 が示されているが、それを超える厳しい塩害環境が報告³⁾されており、その実態調査が急務である。

過年度（平成 28 年度～）は特に沖縄県の飛来塩による塩害と凍結防止剤による塩害、その対策として高耐久なステンレス鉄筋（以下、SUS-SD）に関する研究を実施してきた。

令和 2 年度は特に厳しい塩害環境である沖縄県の実態調査結果を基に、塩分量指標（ C_0 ）の最大強度を把握した。それに加え、その最大強度環境下において設計耐久期間 100 年を担保でき、腐食しないとみなせる可能性のある発錆限界の下限値をフィック式により試算した。

また、特に厳しい塩害環境下における対策手法の一つとして、高耐久鋼材である SUS-SD を道示に反映させるために耐荷性能に関する検討を行った。具体的な検討内容は、高塩分濃度環境下における付着応力度や、SUS-SD を用いた RC 部材としての耐荷性能である。

2. 沖縄地域における塩害環境調査

2.1 概要

沖縄県は道示において地域区分Aに指定され、全国の中でも特に塩害環境が厳しい地域である。土木研究所は平成21年より、沖縄地域の塩害環境下の橋梁を100年以上にわたって供用するために、新設道路橋における耐久性設計の高度化と維持管理手法を確立するための研究を実施している。その調査の一環で主に架け替えや補修・補強工事を行う予定であった橋梁を対象に、コンクリートコアの採取を実施してきた。

本章ではそれらコア内部の塩化物イオン濃度分布を求め、その分布に対しフィック式をフィッティングさせ、 C_0 とみかけの拡散係数（以下、 D_c ）を試算した結果を報告する。

2.2 調査対象橋梁および架設位置

表-1に調査対象橋梁の竣工年とコア採取数を示す。対象橋梁は表-1の5橋である。A、B、Cは多径間の橋梁であり、複数の橋脚からコア採取を行った。一方、橋梁D、Eは単径間であり、その橋台からコアを採取した。下部工は全て普通セメントであり、コア本数は計56本である。

また、図-1に橋梁架設位置および卓越風向を示す。A、B、C橋は離島架橋であり、D、E橋は海岸沿い（海岸線からの距離0 km）に架設されており、全て[H29道示]において対策区分Sの橋梁である。風向は5-10月に南西方向が卓越し、11-4月は北方向が卓越する。後者は季節風の影響であると推測される。

2.3 調査方法と分析方法

採取したコアに対し、電位差滴定法を行い、塩化物イオン濃度分布を調査した。なお、一部のコアに対してはフェノールフタレイン法による中性化深さの計測も併せて実施した。

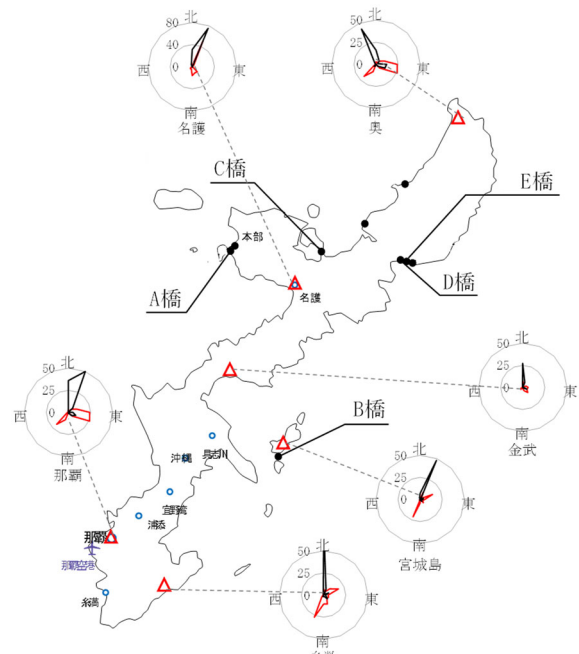
塩化物イオン濃度分布に対しフィック式をフィッティングさせ、 C_0 と D_c を変数として試算した。なお、フィック式は以下の式(1)を用い、フィッティングは最小二乗法で行った。

$$C(x, t) - C_i = C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1x}{2\sqrt{D_c t}} \right) \right\} \quad (1)$$

x : 暴露面からの距離(mm)、 t : 供用期間(年)、
 $C(x, t)$: 距離 x (mm)、供用期間 t (年)において測定された全塩化物イオン濃度(kg/m^3)、
 C_i : 初期含有全塩化物イオン濃度(kg/m^3)、
 erf : 誤差関数、 C_0 : 表面塩化物イオン濃度(kg/m^3)、
 D_c : みかけの拡散係数($\text{cm}^2/\text{年}$)

表-1 調査対象橋梁の竣工年とコア採取数

橋梁	下部工竣工 (年)	コア採取数 (本)
A	1980	29
B	1994	19
C	1982	4
D	1974	2
E	1975	2



※気象庁の風向データを使用

図-1 橋梁架設位置および卓越風向

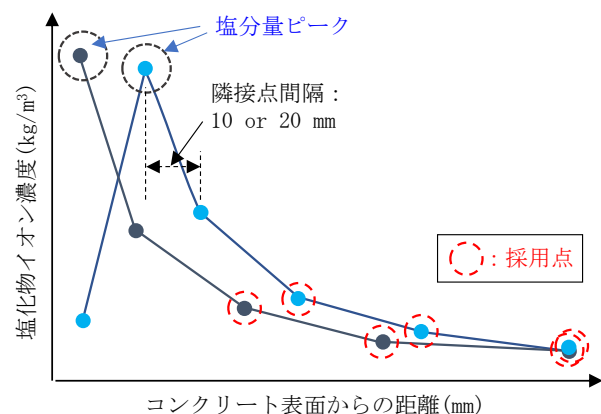


図-2 中性化深さが未知の場合に採用する全塩化物イオン濃度

また、中性化深さが既知の場合、フィッティングはコンクリート中の全塩化物イオン濃度分布に基づいた見掛けの拡散係数の算出方法⁵⁾に則り実施した。具体

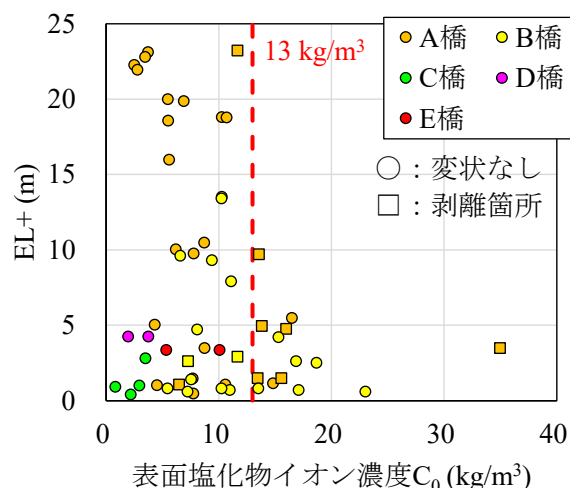


図-3 海面からの高さと表面塩化物イオン濃度の関係

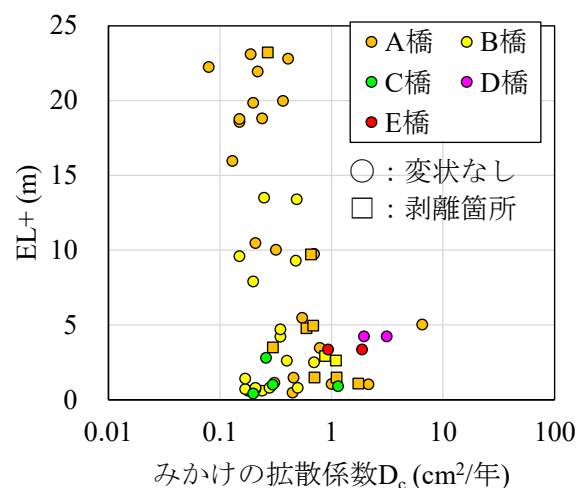


図-4 海面からの高さとみかけの拡散係数の関係

表-2 C₀およびD_cの統計量一覧（剥離箇所を除く）

	平均 μ	標準偏差 σ	変動 係数	標準誤差 SE	中央値	N 数	$\mu + 1.64 \sigma$
全橋梁の C ₀	8.4	5.0	58.8 %	0.7	7.7	46	16.5
EL+5 m 以下での全 C ₀	9.2	5.8	62.8 %	1.1	7.9	26	18.7
EL+5 m 以上での全 C ₀	7.4	3.5	47.4 %	0.8	6.8	20	13.2
特に塩害が厳しい離島架橋 (A, B 橋) の EL+5 m 以下の C ₀	11.6	5.1	44.1 %	1.2	10.4	18	19.9
(参考) みかけの拡散係数 D _c	0.67	1.08	160.9 %	0.16	0.32	46	2.4

※C₀の単位は kg/m³、D_cの単位は cm²/年

的には塩化物イオン濃度分布の内、中性化深さより 10 mm 深い領域までに位置する塩化物イオン濃度を採用せずに計算を行った。

一方、中性化深さが未知のコアに対しては、中性化の影響を考慮し、塩分量ピークから奥に向かった 2 つめの隣接点より採用し、計算を実施した。図-2 に中性化深さが未知の場合に採用する全塩化物イオン濃度を示す。本研究でのコアスライス幅は 10 又は 20 mm であるので、隣接点間隔は 10 又は 20 mm である。塩分量ピーク前後に中性化フロントが位置する可能性が高いことから、ピークから 2 つめの隣接点から採用することにより、“中性化深さ+10 mm”を満足できると考えた。

なお、コアの一部は剥離箇所から採取している。それらコアに対しても同様の計算を実施したが、後述の調査結果では剥離の有無でデータ分類している。

2. 4 調査結果

図-3 に海面からの高さと表面塩化物イオン濃度の

関係を示す。図中において四角形で示した点は剥離が生じていた箇所からコア採取を行ったデータである。この図によると、A 橋と B 橋はおおよそ EL+5 m までの範囲で 13 kg/m³を超える C₀が観測され、海面から遠くなるほど C₀が小さくなる傾向がある。一方、C、D、E 橋は A、B 橋と比べ C₀が小さい傾向がある。

図-1 と比較すると、沖縄の中でも離島架橋である A、B 橋の塩害環境が厳しい傾向にあることがわかる。一方、C 橋も離島架橋であるが南側に沖縄本島があり、南西方向の卓越風の影響を受けにくい立地であるため、塩分供給が少なく、相対的に C₀が小さいと推測される。

図-4 に海面からの高さとみかけの拡散係数の関係を示す。橋梁ごとにコンクリートの配合が異なるため単純に比較できないが、D、E 橋の D_cが大きい傾向がある。また、海面に近づくほど D_cが大きくなる傾向があり、これは水分供給とそれに伴う乾湿繰返しの影響であると推測される。一方、B 橋については EL+1 m 付近

表-3 計算パラメーター一覧

試算ケース		C_0 (kg/m ³)	C_0 設定根拠	D_e (cm ² /年)	D_e 設定根拠
1	土木学会 (1)	9.0	コンクリート標準示方書[2017 設計編] ²⁾ 汀線付近の表面塩化物イオン濃度	0.50	コンクリート標準示方書 [2017 設計編] ²⁾ 普通ポルトランドセメントの 場合 $\log_{10}D_{ap}=3.0(W/C)-1.8$ ($W/C=50\%$)
2	土木学会 (2)	13.0	コンクリート標準示方書[2017 設計編] ²⁾ 飛沫帯の表面塩化物イオン濃度		
3	土研調査 (最大強度)	20.0	今回の調査により得られた、沖縄県の厳しい 塩害環境である離島架橋の EL+5 m 以下 での C_0 の、5 %フラクタイル値 19.9kg/m ³ を 切り上げた値		

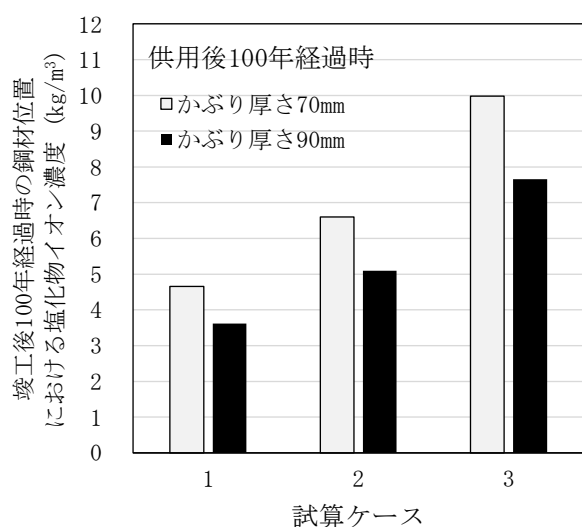


図-5 供用後100年経過時の鋼材位置における塩化物イオン濃度の比較

で D_e が小さくなる様子が観測された。

表-2 に C_0 および D_e の統計量一覧を示す。この表は計56本のコアデータの内、剥離箇所を除いた46本のデータを整理したものである。また、EL+5 m で分類した理由として、波高や飛沫帯は立地等の影響が大きいものの、図-3 で C_0 が 13 kg/m³ を超えるデータが多く観測され、その影響を特に受けている領域であると推測されるためである。また、統計量については既往文献において算術平均が用いられることが多いことから比較のためにそれを使用した。

表によると全体の平均 C_0 が 8.4 kg/m³、5 %フラクタイル値である $\mu + 1.64 \sigma$ で 16.5 kg/m³ であった。一方、特に塩害環境が厳しい離島架橋 (A, B 橋) の EL+5 m 以下の平均 C_0 は 11.6 kg/m³、5 %フラクタイル値である $\mu + 1.64 \sigma$ で 19.9 kg/m³ であった。

また、ばらつきが大きいため標準誤差 SE についても計算し、それによると全体の平均 C_0 は 7.7~9.1

kg/m³ ($\mu - 1 \text{ SE} \sim \mu + 1 \text{ SE}$) の範囲にあり、特に厳しい離島架橋の EL+5 m 以下で C_0 は 10.4~12.8 kg/m³ の範囲にあることが明らかとなった。

以上を要約すると、コンクリート標準示方書²⁾の飛来塩分量から算出された C_0 ⁶⁾ と、今回コアから求めた C_0 の値は整合し、平均的には飛沫帯の影響が大きい部位で 13 kg/m³、汀線付近は 9 kg/m³ であった。加えて、離島架橋かつ EL+5 m の領域の最大強度 (5 %フラクタイル値) で 20 kg/m³ の C_0 が観測された。

また、 D_e については橋梁ごとにコンクリートの配合が異なるため参考値であるが、コンクリート標準示方書の普通セメント ($W/C=0.5$) の場合と平均的には違いがないことを別途確認している。

2. 5 C_0 の最大強度と発錆限界

厳しい塩害環境下 (沖縄) において設計耐久期間 100 年を担保でき、腐食しないとみなせる可能性のある発錆限界の下限値をフィック式により試算した。併せて普通鉄筋 (以下、SD) と SUS-SD の発錆限界とも比較した。

表-3 に計算パラメーター一覧を示す。試算は計4ケース実施し、 C_i は 0.3 kg/m³、耐久期間 100 年、かぶり厚さ 70 mm と 90 mm とし、式 (1) を用いて試算した。

図-5 に供用後 100 年経過時の鋼材位置における塩化物イオン濃度の比較を示す。 W/C が 0.5 と仮定すると、コンクリート標準示方書では SD の発錆限界は 1.9 kg/m³ であり、これと図-5 を比較するとどの試算ケースにおいても SD の発錆限界を超える。

一方、ステンレス鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計施工指針 (案)⁷⁾ (以下、SUS 指針 (案)) によると、SUS410 の発錆限界の推奨値は 9 kg/m³、SUS304 は 15 kg/m³、SUS316 は 24 kg/m³ である。 C_0 が最も大きいケース 4 のかぶり厚さ 70 mm の場合、100 年経過時に約 10 kg/m³ の塩化物イオン濃度が試算されており、SUS304 と SUS316 の発錆限界はそれよりも大きいこと

から、特に厳しい塩害環境下においても設計耐久期間100年を十分に確保できる可能性がある。

次章より、その高耐久鋼材である SUS-SD を〔H29 道示〕に適応させるために、特に耐荷性能に着目した検討結果を示す。

3. 高塩分濃度下での SUS-SD の付着応力度

3. 1 概要

〔H29 道示〕では、「内部鋼材の腐食発生によってただちに耐荷性能が低下するわけではないものの、鉄筋の腐食状況と部材の耐荷性能との関係を標準的に示すことは困難であることから、安全側の配慮として内部鋼材が腐食しないとみなせるように設計」を行っている。特に、SUS-SD は高塩分濃度環境下での使用が想定されるため、SUS-SD の発錆限界以下の腐食しないとみなせる環境下（SUS410 の発錆限界は 9 kg/m^3 、SUS304 は 15 kg/m^3 、SUS316 は 24 kg/m^3 ）において、非塩害環境下における SD の付着応力度と同等の性能があるかを確認した。併せて、発錆限界以上の塩分濃度環境下において、SUS-SD の腐食が付着性能に与える影響を検証した。

3. 2 試験方法

3 種類の SUS-SD について、塩害環境下および普通環境下での鉄筋とコンクリートとの付着応力度の差異を確認するため、JSCE-G503 に準拠した鉄筋の引抜き試験を実施した。実験ケースを表-4、試験体寸法を図-6、コンクリート配合を表-5 に示す。試験体本数は各3体とし、鉄筋は D13 を使用した。コンクリートの塩化物イオン濃度は 0 kg/m^3 から 25 kg/m^3 の間で4パターンの試験体を作成し、茨城県つくば市の(国研)土木研究所敷地内の雨がかりのある建屋屋上にて暴露した。本建屋は海岸線からは約 50 km 離れており、飛来塩分の影響はない。E0 及び EL 試験体は約 8 ヶ月、ES 及び EM 試験体は約 2 年 8 ヶ月暴露したのち回収し、引抜き試験を実施した。

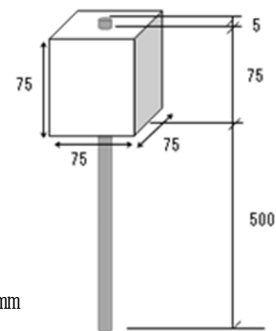
3. 3 試験結果

暴露後の試験体表面のひび割れ状況を写真-1 に示す。E0 試験体を除くほぼ全ての試験体で表面に微細なひび割れが確認された。ひび割れは混入塩化物イオン濃度に比例して増加しており、この傾向は鉄筋種別によらず同様に見られた。次に、引抜き試験結果を図-7～図-10 に示す。図-7 及び図-8 はすべり量が $0.002D$ (mm) (D は鉄筋の公称直径) における付着応力度(初期付着応力度)、図-9 及び図-10 は最大付着応力度のグラフである。図-7 より、全鉄筋種別において塩化物

表-4 実験ケース

試験体名	塩化物イオン濃度 (kg/m^3)	鉄筋種別	強度区分
E0-304	0	SUS304	295B
E0-316		SUS316	_※ ¹
E0-410		SUS410	295A
ES-304	2.5	SUS304	295B
ES-316		SUS316	_※ ¹
ES-410		SUS410	295A
EM-304	15	SUS304	295B
EM-316		SUS316	_※ ¹
EM-410		SUS410	295A
EL-304	25	SUS304	295B
EL-316		SUS316	_※ ¹
EL-410		SUS410	295A

※1:0.2%耐力 250～300MPa 程度

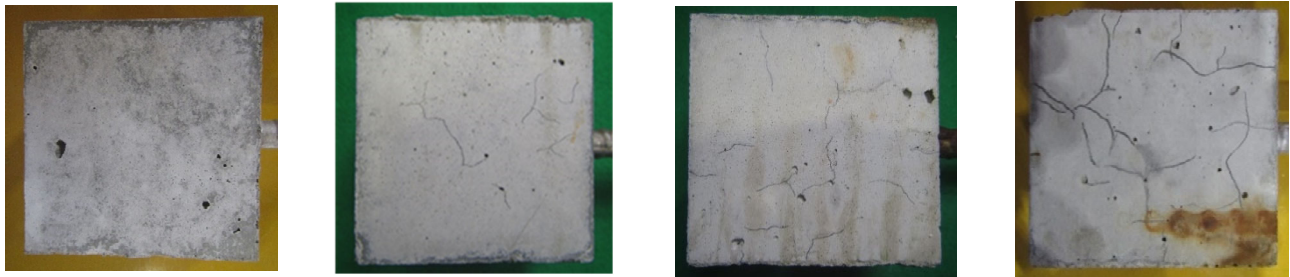


単位：mm

図-6 試験体寸法

表-5 コンクリートの配合

試験体 種別	W／C (%)	s ／ a (%)	単位量 (kg/m ³)							
			水	セメント	細骨材	粗骨材		混和剤	塩化 ナトリウム	塩化物 イオン
						5号	6号			
						G				
W	N	S	G		C × %	NaCl	Cl ⁻			
E0	50.0	47.2	165	330	828	484	484	0.90	0.0	0.0
ES	50.0	47.2	165	330	828	484	484	0.80	4.1	2.5
EM	50.0	47.2	165	330	828	484	484	0.40	24.7	15.0
EL	50.0	47.2	165	330	828	484	484	0.05	41.2	25.0



(a) E0 試験体

(b) ES 試験体

(c) EM 試験体

(d) EL 試験体

写真-1 試験体表面のひび割れ状況

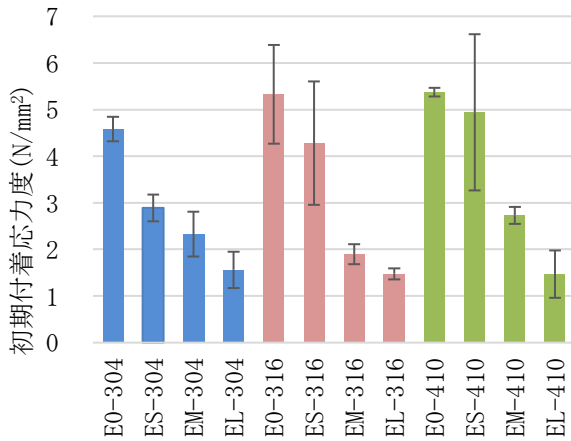


図-7 初期付着応力度 (すべり量 0.002D 時)

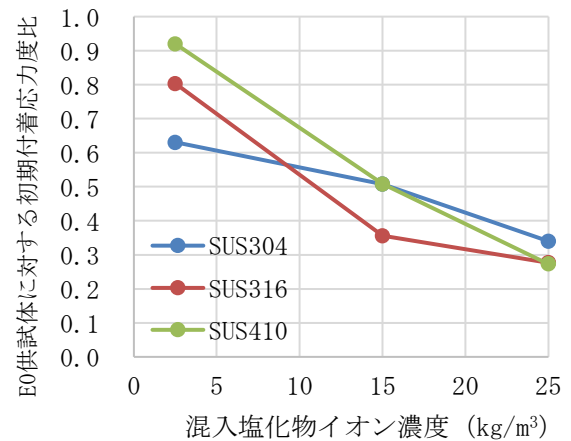


図-8 E0 に対する初期付着応力度比

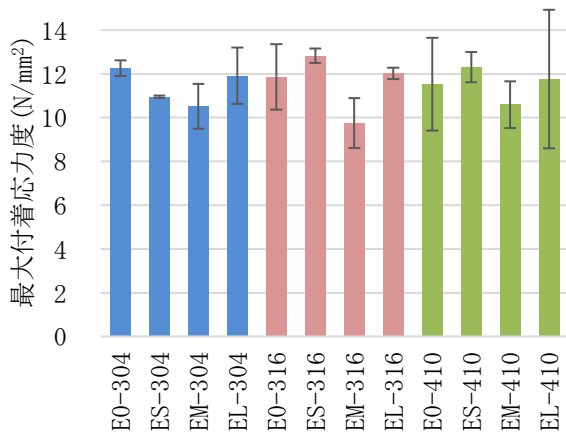


図-9 最大付着応力度

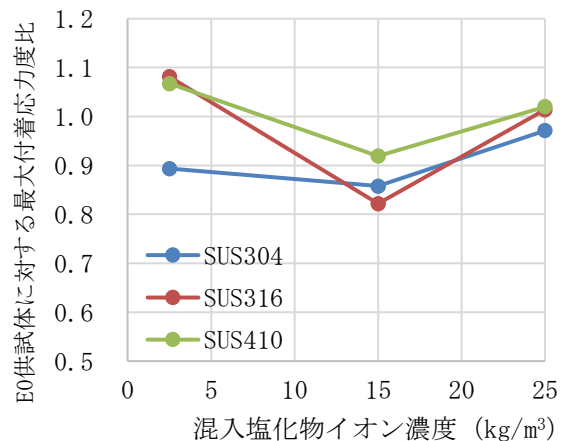


図-10 E0 に対する最大付着応力度比

イオン濃度の増加に反比例し初期付着応力度の著しい低下が確認された。図-8を見ると、E0 試験体に対する応力度比は、EL 試験体で平均 0.3 と 1/3 以下の値となった。

一方最大付着応力度は、図-9 及び図-10 より全鉄筋種別とも EM 試験体で約 10~20%の若干の低下が見られるものの、EL 試験体では強度が回復し、最も低下したもののでも E0 試験体の応力度比で 0.97 とほぼ同等の値となっており、塩化物イオン濃度との相関は確認で

きなかった。

初期付着応力度低下の要因について、SUS-SD 側の影響及びコンクリート側の影響のいずれか、又は両方が考えられる。写真-2 に示す EL-304 のコンクリート埋込部の腐食状況を見ると、E0 試験体に対する初期付着応力度比が約 1/3 となったにも関わらず、埋込部に目立った腐食・孔食は確認できない。さらに引抜き試験完了後の鉄筋を用いて JIS Z 2241 (金属材料引張試験方法) に準拠した引張強度試験を行ったが、降伏強度、

引張強さ、伸び能力ともほとんど低下はみられなかった。以上の結果及び写真-1 から、初期付着応力度の低下は何らかの要因によりコンクリートにひび割れが生じたことによるものと考えられる。

ひび割れの要因として ASR が考えられたため、ゲルフルオレッセンス法⁸⁾による ASR 発生状況の確認を行った。これは、ASR の診断手法として確立している酢酸ウラニル蛍光法の原理を用いたものであり、酢酸ウラニルを含んだ試薬をコンクリート割裂面に塗布することで、ASR ゲル中のナトリウムイオンとウラニルイオンが置換され、紫外線を照射することで ASR ゲル部が発光する現象を利用した手法である。試験結果を写真-3 に示す。骨材周囲が発光しており、ASR が発生していることが確認できた。

以上より、初期付着応力度の低下は、多量の塩化物の混入によりコンクリート中のアルカリ量が増加し、ASR による内部ひび割れが生じたことが原因と推察され、25kg/m³ までの高塩分濃度下において、SUS-SD に起因する付着性能の低下は生じないことを確認した。高塩分濃度下で SUS-SD を使用する場合は、コンクリートに ASR が発生しないように、ASR 抑制対策を実施する等留意が必要である。

4. SUS-SD を用いた RC はり部材の耐荷性能

4. 1 概要

SUS 指針(案)⁷⁾で SUS304-SD を用いた RC はり部材の検討が既に行われているものの、[道示]に適用させる場合には各種ばらつきや、部材としての可逆性限界、骨格曲線を制御できる鉄筋比の範囲などについての検討を行う必要がある。

それらの内、本稿では SD を使用した場合との部材挙動の違いや、部材挙動が制御できる鉄筋比の範囲を載荷試験により確認した結果を報告する。

4. 2 試験体と 4 点曲げ載荷試験方法

表-6 に載荷試験ケース一覧を、図-11 にケース別の RC はり断面(単位: mm)を示す。SUS304-SD を使用した RC はりの耐荷性能を評価するために、鋼種と鉄筋比をパラメータとした 4 点曲げ載荷試験を実施した。鋼種は SD と SUS304-SD の 2 種であり、鉄筋比は 0.89~4.89 の範囲で 5 種類である。ここで鉄筋比とは、主筋の断面積とコンクリートの有効断面積の比である。

図-12 にケース 2、6 の試験状況の例を示す。なお、ケース 1 と 3 の違い、ケース 2 と 6 の違いは鋼種(SD、SUS-SD) だけであり、配筋や鉄筋径は同じである。供



写真-2 コンクリート埋込部の腐食状況 (EL-304)



写真-3 ゲルフルオレッセンス法による確認結果

表-6 載荷試験ケース一覧

ケース	鉄筋種類	鉄筋比	主鉄筋		せん断補強筋	
			呼び名	本数(本)	呼び名	本数(本)
1	SD345	1.19	D13	3	D10	20
2		3.17	D13	8	D10	20
3	SUS304-SD345	1.19	D13	3	D10	20
4		0.89	D10	4	D10	20
5		1.78	D10	8	D10	20
6		3.17	D13	8	D10	20
7		4.89	D16	8	D10	20

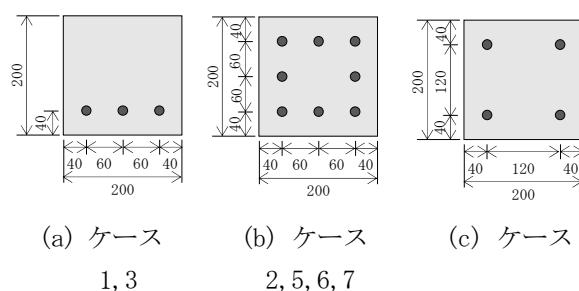


図-11 ケース別の RC はり断面

試体断面は 200 mm×200 mm であり、試験体の部材長 2.6 m に対し、支間長は 1.6 m、載荷点間距離は 0.4 m である。また、使用したコンクリートは、設計基準強度が 24 N/mm²、粗骨材最大寸法が 20 mm、空気量が 3.9 %、水セメント比が 0.56 であった。コンクリートは打設後 7 日の湿潤養生を行い、14 日目に脱型した。

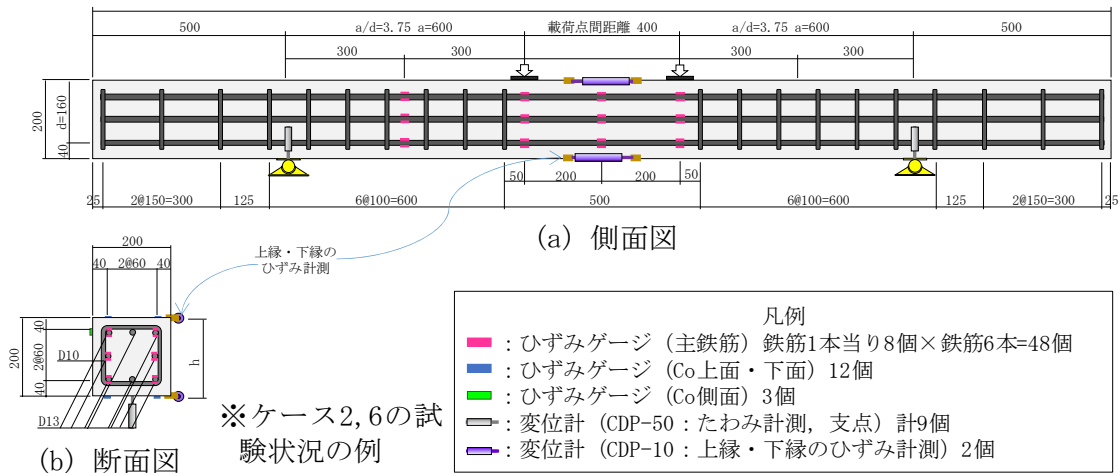


図-12 ケース2, 6の試験状況の例

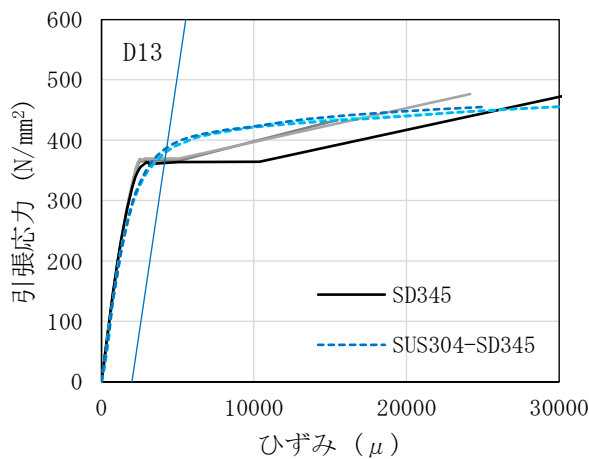


図-13 鋼材の引張試験結果例

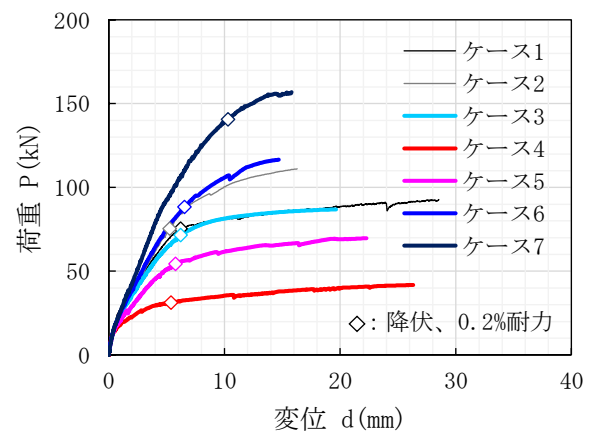


図-14 荷重試験により得られた荷重-たわみ曲線

図-13に鋼材の引張試験結果例を示す。SUS304-SDはSDと比べ、小さいひずみの段階で弾性限界を迎え、明確な降伏点と降伏棚が存在せずにひずみ硬化する材料特性を有す。

荷重は荷重分配梁を使用し、4点曲げ荷重を行った。おおよそ降伏点前後までを荷重制御、その後は変位制御で実施した。荷重速度の平均は荷重制御が約15 kN/min、変位制御が約3.5 mm/minであった。

4.3 荷重試験結果

図-14に荷重試験により得られた荷重-たわみ曲線を示す。ケース1と3、2と6はそれぞれ鉄筋比が同じで鋼種のみが異なる試験体である。これを比較すると、終局時はSDとSUS304-SDの差はないことが確認できる。降伏荷重は鋼種間で差があるデータも存在するが、これはSUS304-SDの0.2%耐力のばらつきが大きいことを別途確認しているため、その影響であると推察される。

材料特性が部材挙動に与える影響として、わずかであるが、0.2%耐力前に部材剛性が低下し、骨格曲線の折れ点が不明確になる傾向がある。0.2%耐力後はひずみ硬化の影響で部材剛性としてはSDより大きくなり、同じ荷重に対する変形量は小さくなる傾向がある。

道示では軸方向鉄筋をコンクリートの有効断面積の0.5%以上配置することを前提とし、脆弱な破壊とならないように制御している。本実験では、鉄筋比0.89～4.89の範囲でSUS-SDの場合でも、ひび割れ発生、鋼材降伏、圧壊の順番で部材挙動が制御できていることを確認した。

5. まとめ

本研究の結果から、以下の知見を得た。

- (1) 特に厳しい塩害環境下において、平均的には飛沫帯の影響が大きい部位で C_0 が13 kg/m³、汀線付近は9 kg/m³であった。

- (2) 離島架橋かつ EL+5 m の領域の最大強度 (5 %フラクタイル値) として 20 kg/m³ の C₀ が観測された。
- (3) 塩害最大強度に対して、腐食しないとみなせる可能性のある発錆限界の下限値をフィック式により試算した結果、SUS304 と SUS316 は厳しい塩害環境下においても設計耐久期間 100 年を十分に確保できる可能性があることがわかった。
- (4) 25kg/m³ までの高塩分濃度下において、SUS-SD に起因する付着性能の低下は生じないことを確認した。ただし、高塩分濃度下で SUS-SD を使用する場合は、ASR が発生しないように ASR 抑制対策を実施する等留意が必要である。
- (5) 部材降伏時 (0.2 %耐力時) は荷重にばらつきがあり、終局時は SD と SUS304-SD の荷重に差はないことを確認した。
- (6) 鉄筋比 0.89~4.89 の範囲でひび割れ発生、鋼材降伏、圧壊の順番で RC 部材としての挙動を制御できていることを確認した。

謝辞： 沖縄県離島架橋 100 年耐久性プロジェクトの関係者の皆様をはじめ、本調査にご協力いただきました。また、本調査の一部は「耐久性向上のための高機能鋼材の道路橋への適用に関する共同研究」で行いました。記して謝意を示します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅲ コンクリート橋・コンクリート部材編、2017.11
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書、2017 年制定、設計編、2018.3
- 3) 例えば山路徹、横田弘、中野松二、濱田秀則：実構造物調査及び長期暴露試験結果に基づいた港湾 RC 構造物における鉄筋腐食照査法に関する検討、土木学会論文集 E、Vol.64、No.2、pp.335-347、2008.5
- 4) 気象庁：過去の気象データ検索（沖縄県）、
https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/select/prefecture.php?prec_no=91&block_no=&year=&month=&day=&view=。（最終閲覧日：2021 年 5 月 13 日）
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書、2018 年制定、規準編、2018.10
- 6) 土木学会：コンクリート構造物の耐久設計指針（案）、コンクリートライブラリー82、1995.11
- 7) 土木学会：ステンレス鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計施工指針（案）、コンクリートライブラリー130、2008.9
- 8) 参納千夏男、丸山達也、山戸博晃、鳥居和之：ゲルフルオレッセンス法による ASR 簡易診断手法の開発、コンクリート工学年次論文集、Vol.35、No.1、2013

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

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、櫻庭浩樹

【要旨】

本研究では、過酷な塩害環境で供用される新設プレストレストコンクリート橋の高耐久化に向けて、混和材の使用等によるかぶりコンクリートの塩分浸透抵抗性の向上効果を把握し、その評価技術や設計方法を確立して、塩害に対して高耐久なコンクリートを提案することを目的としている。令和2年度の検討では、長期間の浸せき試験の結果に基づき、塩化物イオンの内部への浸透が停滞するような、塩分浸透抵抗性が極めて高いコンクリートを分類するための評価指標として電気抵抗率とその閾値を検討した。また、検討した評価指標は、浸せき期間1年以上の結果を踏まえて設定したものであり、プレキャスト製品の出荷前の段階では適用できないことが想定されたため、若材齢時の電気抵抗率の推移から、供用後の電気抵抗率を推定する手法を検討した。

キーワード：新設橋、高耐久化、塩分浸透抵抗性、混和材、非定常電気泳動試験、電気抵抗率試験

1. はじめに

1.1 本研究の背景

コンクリート構造物には種々の劣化メカニズムが知られているが、中でも特に深刻な性能低下につながるものとして、塩分による鋼材腐食（塩害）がある。これに対し、過酷な塩害環境で供用されるコンクリート構造物の高耐久化を実現するための方法として、1) かぶりコンクリートの塩分浸透抵抗性の向上、2) 耐食鋼材の使用、3) 表面塗装の使用などの方法がある。これらのうち、1)は、従来とほとんど変わらないコストでも実施でき、長期的にも効果が持続すると期待されることから、本研究では、このかぶりコンクリートの塩分浸透抵抗性の向上に着目した検討を行っている。

土木研究所では、前中長期の研究で、副産物である混和材（高炉スラグ微粉末・フライアッシュ）を現場打ちプレストレストコンクリートに用いて、セメント使用量を低減した低炭素型コンクリートを検討した。その結果、混和材の使用により、二酸化炭素の排出量を削減できるだけでなく、かぶりコンクリートの塩分浸透抵抗性を向上させる効果も高いことを明らかにした。この技術を工場で製作されるプレキャストプレストレストコンクリート（以下、PCaPC）に適用することで、水結合材比の低減により塩分浸透抵抗性がさらに向上すること、および、納品時に塩分浸透抵抗性等の品質証明が可能なため耐久性に関する信頼性を高めることが期待された。

以上の背景から、本研究では、過酷な塩害環境で供用さ

れる新設 PCaPC 橋の高耐久化に向けて、混和材の使用等によるかぶりコンクリートの塩分浸透抵抗性の向上効果を把握し、その評価技術や設計方法を確立して、塩害に対して高耐久なコンクリートを提案することを目指して検討を行っている。

1.2 過年度の検討状況と令和2年度の検討項目

本研究のこれまでの検討状況を以下にまとめる。

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、塩分浸透抵抗性を高めたコンクリートを実験室で製作した。従来から採用されている浸せき試験では、その評価にきわめて長期間を要するが、電気化学的計測手法である非定常電気泳動試験や電気抵抗率試験を活用することにより、実用的な試験期間で塩分浸透抵抗性を迅速に評価できる可能性を示した。

平成29年度の検討では、暴露試験や浸せき試験の結果から、高炉スラグ微粉末やフライアッシュを用いて水結合材比を PCaPC 相当に低減したコンクリートでは、その高い塩分浸透抵抗性のために、塩化物イオンの内部への浸透が停滞する可能性があることを明らかにした。また、高耐久化を実証するため、実際のプレキャスト工場（1工場）で供試体を製作し、促進劣化試験等を開始した。

平成30年度の検討では、プレキャスト工場と実験室で製作したコンクリートの試験体の促進劣化試験を継続するとともに、各種非破壊試験（電気抵抗率、表面吸水、表層透気）を行った。その結果、塩分浸透抵抗性が特に高い

コンクリートについては、非破壊試験のうち、電気抵抗率試験が適していることをプレキャスト工場（1工場）で製作した実験練りのコンクリートで確認できた。

令和元年度の検討では、これまでは主として実験室で製作したコンクリートを用いて検討してきたことを踏まえ、全国11箇所のプレキャスト工場で実験練りのコンクリート供試体を製作し、非常電気泳動試験および電気抵抗率試験の適用性を検証した。

令和2年度の検討では、平成28年度から継続している長期間の浸せき試験の結果に基づき、塩化物イオンの内部への浸透が停滞するような、塩分浸透抵抗性が極めて高い

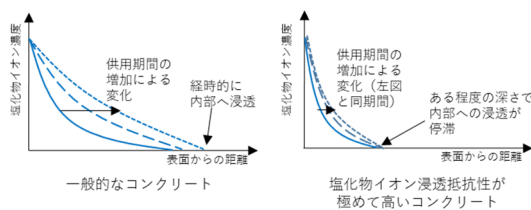


図-1 本研究で着目する塩化物イオンの挙動

コンクリート（図-1）を分類するための評価指標として電気抵抗率とその閾値を検討した。また、検討した評価指標は、浸せき期間1年以上の結果を踏まえて設定したものであり、製品出荷前の段階では適用できないことが想定されたため、若材齢時の電気抵抗率の推移から、供用後の電気抵抗率を推定する手法を検討した。

2. 塩化物イオン浸透抵抗性が極めて高いコンクリートの評価に用いたデータ

本章では、塩化物イオン浸透抵抗性が極めて高いコンクリートの条件とその評価に用いた浸せき試験、非常電気泳動試験および電気抵抗率試験の方法及びデータについて説明する。

2.1 コンクリート

実験には、配合と養生条件が異なる合計8種類の円柱供試体（φ100×200mm）を用いた（表-1）。

配合は、水結合材比（W/B）を33%または36%とし、結合材を早強ポルトランドセメント単味の場合（H）、Hの一部を高炉スラグ微粉末（高炉スラグ微粉末6000:SG6、

表-1 養生条件ならびにコンクリートの配合と圧縮強度

養生条件 (実験シリーズ)	供試体 表記	W/B (%)	単位量(kg/m ³) (結合材の構成割合(%))						圧縮強度 (N/mm ²) 材齢28日	
			W	B=HPC+SG4+SG6+FA				S		G
				HPC	SG4	SG6	FA2			
水中養生 シリーズ	H36	36.0	165	458				721	968	65.3
	H36SG430			321	138(30%)			712		60.5
	H36SG650			229		229(50%)		707		69.4
	H36FA220			367			92(20%)	696		60.6
蒸気養生 シリーズ	H36-S	36.0		458				721		62.6
	H33SG430-S	33.0		350	150(30%)			712		64.7
	H33SG650-S			250		250(50%)		707		70.5
	H33FA220-S			400			100(20%)	696		62.4

水中養生シリーズ 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/cm³, 比表面積4480 cm²/g), SG4: 高炉スラグ微粉末 4000(密度2.89 g/cm³, 比表面積4350 cm²/g, せつこう添加(SO₃換算2%)), SG6: 高炉スラグ微粉末 6000(密度2.91 g/cm³, 比表面積6210 cm²/g, せつこう添加(SO₃換算3%)), FA2: フライアッシュ II種(密度2.35 g/cm³, 比表面積4330 cm²/g), S: 細骨材(静岡県掛川産陸砂, 密度2.56 g/cm³, 吸水率2.23%), G: 粗骨材(茨城県笠間産砕石6号(密度2.67 g/cm³, 吸水率0.43%, 硬質砂岩)と同5号(密度2.67 g/cm³, 吸水率0.46%, 硬質砂岩)を均等に混合), 化学混和剤: 高性能減水剤と空気連行剤を使用
蒸気養生シリーズ HPC: 早強ポルトランドセメント(密度3.14 g/cm³, 比表面積4680 cm²/g), SG4: 高炉スラグ微粉末 4000(密度2.89 g/cm³, 比表面積4530 cm²/g, せつこう添加(SO₃換算2%)), SG6: 高炉スラグ微粉末 6000(密度2.91 g/cm³, 比表面積5940 cm²/g, せつこう添加(SO₃換算3%)), FA2: フライアッシュ II種(密度2.25 g/cm³, 比表面積4010 cm²/g), そのほかは水中養生シリーズと同一

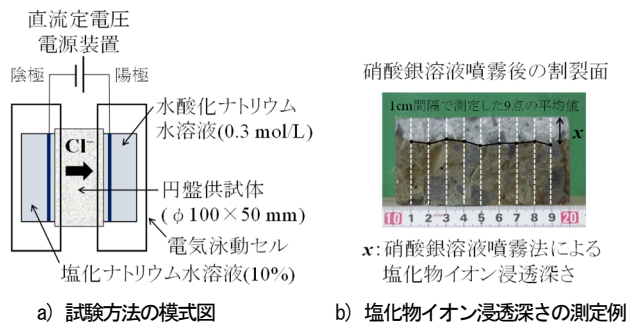


図-2 非常電気泳動試験の概要

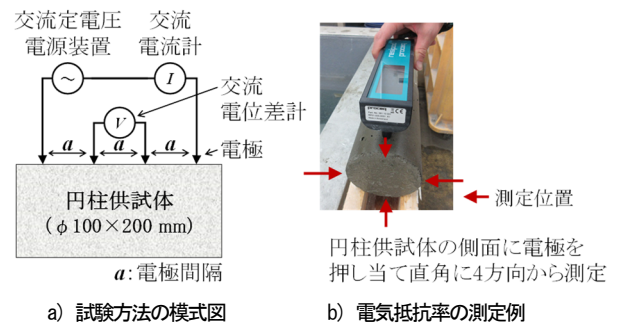


図-3 電気抵抗率試験の概要

高炉スラグ微粉末 4000 : SG4) あるいはフライアッシュ II 種 (FA2) で置換した場合の 4 種類とした。

養生条件は、コンクリート打込み翌日に脱型し、試験材齢まで水中養生したもの（以下、水中養生シリーズ）、コンクリート打込み後から温度と湿度をプログラム制御可能な養生槽を用いて蒸気養生を模擬した温度履歴（20℃で 3 時間の前養生、50℃まで 2 時間で昇温、50℃を 6 時間維持、20℃まで 5 時間で降温）を与えたのちに脱型し、試験材齢まで 20℃で水中養生したもの（以下、蒸気養生シリーズ）の 2 種類がある。

供試体の表記は、「H33SG650-S」のように、セメントの種類、水結合材比（33%、36%）、混和材の種類（SG4、SG6、FA2）と置換率（20%、30%、50%）を組み合わせで表し、蒸気養生シリーズには末尾に「-S」を付記した。いずれの配合も材齢 28 日の圧縮強度は、60～70N/mm²程度であった。

2. 2 浸せき試験の方法

各種類の供試体 1 体の両端面から約 25mm 部分を切断除去し、高さ 150mm 程度に成形した。コンクリート打込み側の円形面以外をエポキシ樹脂塗料でシールしたのち、濃度 3% の塩化ナトリウム水溶液に浸せきした。浸せき期間は、水中養生シリーズの供試体は 1097 日、蒸気養生シリーズの供試体は 730 日までとした。その後、表面から厚さ 5 mm ごとに試料を採取して JISA 1154 の電位差滴定法によって塩化物イオン濃度を測定し、濃度分布を最小二乗法により式(1)にフィッティングして見掛けの拡散係数 D_{ap} を算出した。

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

ここで、 $C(x, t)$: x 位置の t における塩化物イオン濃度 (kg/m³)、 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 (kg/m³)、 C_i : 初期含有塩化物イオン濃度 (kg/m³)、 D_{ap} : 見掛けの拡散係数 (m²/s)、 erf : 誤差関数である。

2. 3 非定常電気泳動試験の方法

各種類の円柱供試体 1 体の中央から厚さ 50 mm の円盤供試体を 2 個ずつ切断し、真空飽和处理を行った。電気泳動セルに円盤供試体を設置し、印加電圧を 30V として円盤供試体に塩化物イオンを電気泳動させた（図 - 2 a）。通電時間は 6 時間と 24 時間とした。その後、円盤供試体の割裂面に 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（図 - 2 b）、式(2)を用いて塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} を算出した¹⁾。

$$D_{nssm} = \frac{RT}{zFE} K \quad (2)$$

ここに、 D_{nssm} : 塩化物イオン拡散係数 (m²/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の絶対値 (=1)、 F : ファラデー定数 (=9.65×10⁴ J/(V·mol))、 E : 電位勾配（試験の開始時と終了時の両溶液間の電圧の平均値を供試体厚さ (=0.05m) 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。なお、塩化物イオン浸透速度係数 K は、通電時間 24 時間と 6 時間の塩化物イオン浸透深さの差分を通電時間の差分で除して求めた。

2. 4 電気抵抗率試験の方法

電気抵抗率の測定は、水中養生シリーズは各 2 体、蒸気養生シリーズは各 3 体の供試体を用い、JSCE-G 581 B 法に準拠して行った。測定装置には、電極間隔 50 mm、周波数 40 Hz、測定範囲 10～10000 Ωm のものを用いた。測定は、電極を供試体側面に押し当て、互いに直角をなす 4 方向から行った（図 - 3）。測定値は、JSCE-G 581 附属書 1 に記載されているセル定数を用いて、供試体の形状や寸法、電極の配置間隔に依存しない値に換算した。電気抵抗率の評価には、換算後の値を平均した値を用いた。

2. 5 各試験における供試体の材齢

各試験実施時の材齢を表 - 2 に示す。浸せき試験は、水中養生と蒸気養生シリーズでわずかに試験材齢が異なっているが、本稿では、浸せき日数で整理した。浸せき試験と非定常電気泳動試験または電気抵抗率試験の結果を比較する際には、最も近い材齢の結果を用いた。非定常電気泳動試験を行う供試体は、同時期に行った電気抵抗率試験と同じ時点で水中養生を終了した。その後、供試体の切断などの試験準備を行い、表 - 2 の材齢で通電を行って、塩化物イオン浸透深さを測定した。

3. 塩化物イオン浸透抵抗性が極めて高いコンクリートの評価指標の検討

本章では、まず、従来から行われている浸せき試験の結果から塩化物イオン浸透抵抗性が極めて高いコンクリートを評価し、次に迅速評価試験である非定常電気泳動試験と電気抵抗率試験の結果を比較することで、塩化物イオンの浸透が停滞するようなコンクリートを分類するための評価指標を検討した。

3. 1 浸せき試験

塩化物イオン濃度分布の例を図 - 4 に示す。H36 では、経時的に塩化物イオンが内部に浸透していることが確認された。H36SG430 では、H36 と比較すると内部への塩

表 - 2 各試験実施時の材齢

試験の種類	実験シリーズ	材齢(日)														
		91	101-106	133, 140	182	180-189	201, 202	223, 230	365	372-385	408, 415	730	749, 750	758-765	773, 780	1140, 1143
浸せき試験	水中養生			●				▲			■				◆	×
	蒸気養生						▲			■			◆			
非定常電気泳動試験	水中養生		●			▲				■				◆		
	蒸気養生		●			▲				■						
電気抵抗率試験	水中養生	○			△				□			◇				
	蒸気養生	○			△				□							

浸せき試験における浸せきの期間 ●: 浸せき90日, ▲: 浸せき180日, ■: 浸せき365日, ◆: 浸せき730日, ×: 浸せき1097日

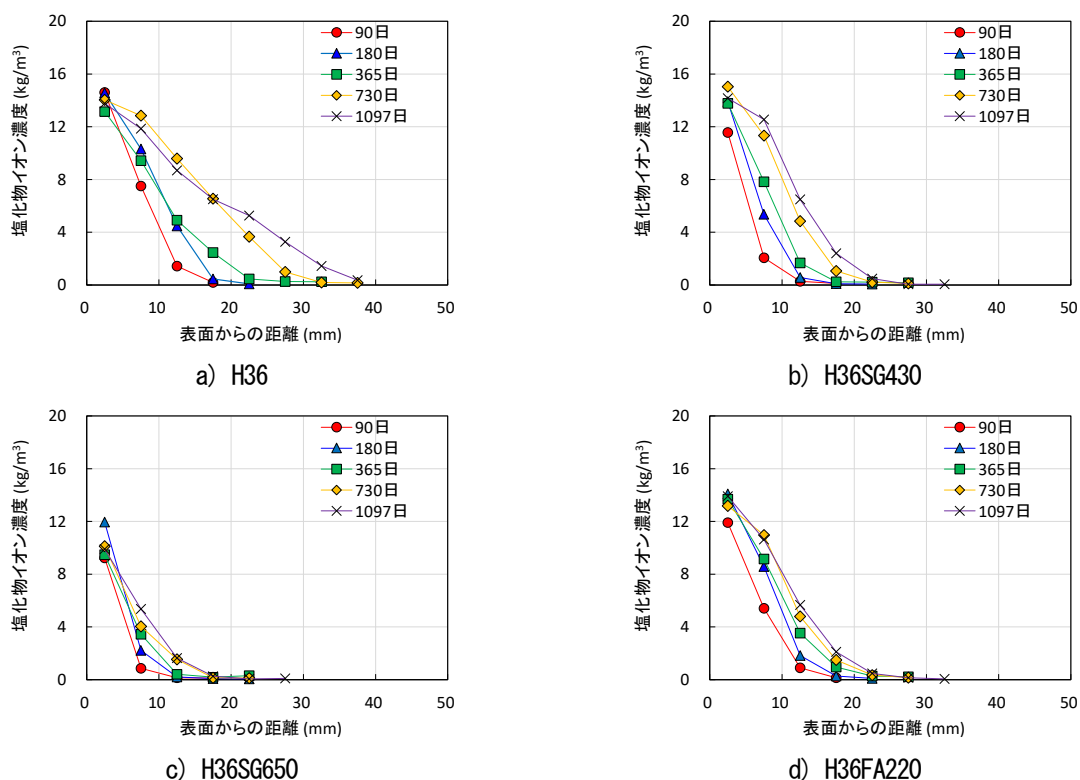
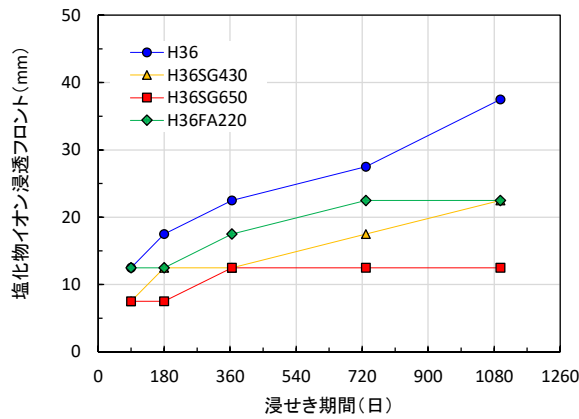


図 - 4 浸せき試験後の塩化物イオン濃度分布の例(水中養生シリーズ)

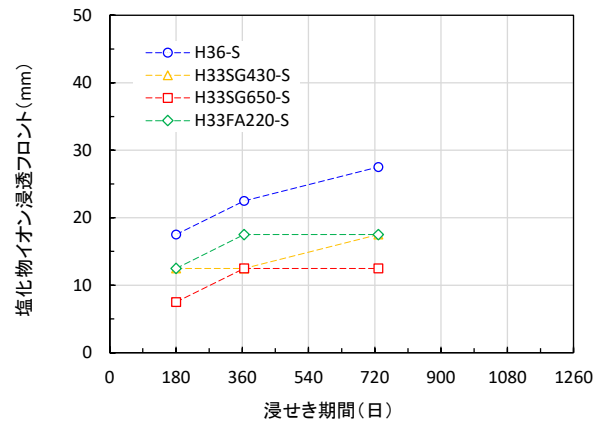
化物イオンの浸透が抑制されているが、浸せき期間を通して経時的に塩化物イオンが浸透していると考えられる。一方、H36SG650 と H36FA220 では、塩化物イオンの内部への浸透が、浸せき期間 365 日以降は明確ではなく、停滞しているように見える。

塩化物イオン浸透フロントの経時変化を図 - 5 に示す。ここで、塩化物イオン浸透フロントは、塩化物イオン濃度が 0.3kg/m^3 を超えた試料の midpoint までの距離と定義した。これは、分析した試料の初期含有塩化物イオン濃度が 0.15kg/m^3 程度であったことを考慮し、 0.3kg/m^3 を基準とすることで塩化物イオンが外部から浸透しているかどうかを判断できると考えたためである。試料の midpoint までの距離は、たとえば、表面からの距離 $5\sim 10\text{mm}$ の範囲から採取した試料の場合は 7.5mm ($=5\text{mm}+2.5\text{mm}$) となる。

H36、H36-S、H36SG430、H33SG430-S では、経時的に塩化物イオン浸透フロントが増加しているのに対し、H36SG650、H33SG650-S、H36FA220、H33FA220-S では、浸せき 365 日以降に、塩化物イオン浸透フロントが停滞した。このことから、後者のグループは、塩化物イオン浸透抵抗性が極めて高いと考えられる。H36FA220 と H33FA220-S の塩化物イオン浸透フロントが、H36SG430 と H33SG430-S の場合と同程度まで達した理由は、ポゾラン反応が顕著になって空隙構造が密になるまでに時間を要したためと推察される。なお、蒸気養生シリーズの H33FA220-S の方が、H36FA220 と比較して早期に停滞する傾向があった。

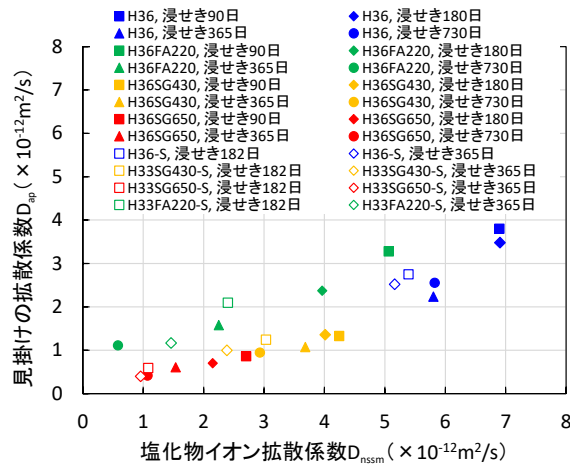
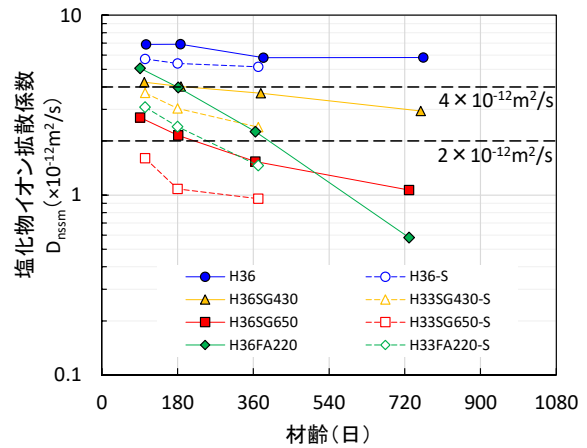


a) 水中養生シリーズ



b) 蒸気養生シリーズ

図 - 5 浸せき試験中の塩化物イオン浸透フロントの経時変化

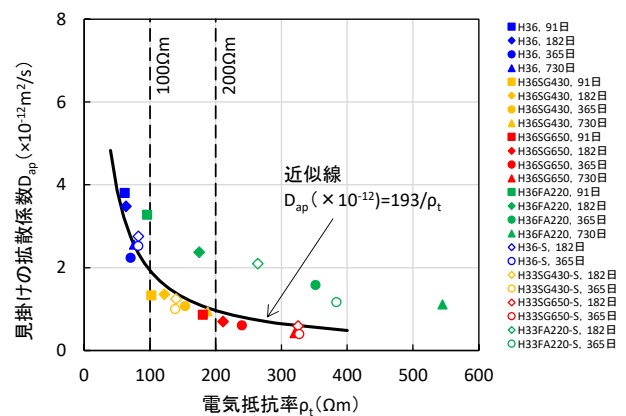

図 - 6 見掛けの拡散係数 D_{ap} と塩化物イオン拡散係数 D_{nssm}

図 - 7 塩化物イオン拡散係数 D_{nssm}

3. 2 浸せき試験と非定常電気泳動試験

見掛けの拡散係数 D_{ap} と塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} を図 - 6 に示す。全体の傾向として、見掛けの拡散係数 D_{ap} と塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} は相関関係にあることを確認できる。

3.1 節で塩化物イオンの浸透が停滞した H36SG650、H33SG650-S では、他の供試体よりも見掛けの拡散係数 D_{ap} が小さい値を示した。一方、同様に塩化物イオンの浸透が停滞した H36FA220、H33FA220-S では、H36SG650、H33SG650-S よりも大きい値で浸透の停滞が確認された。これは、浸せき試験の開始材齢が 20 または 50 日であり、ポゾラン反応が顕著になる以前に塩化物イオンが浸透した影響で、見掛け上、拡散係数が大きくなったためと考えられる。

塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} を図 - 7 に示す。浸せき 365 日以降に塩化物イオンの浸透が停滞したことも踏まえて、


図 - 8 見掛けの拡散係数 D_{ap} と電気抵抗率 ρ_t の関係

塩化物イオン浸透抵抗性を分類すると、1) 早強ポルトランドセメント単味の場合、2) 高炉スラグ微粉末 4000 を置換率 30% で用いた場合、3) 高炉スラグ微粉末 6000 を置換率 50% またはフライアッシュを置換率 20% で用いた

表 - 3 塩化物イオン浸透抵抗性の分類

本実験での配合	塩化物イオンの浸透抵抗性の区分	塩化物イオン浸透抵抗性の指標		塩化物イオン浸透抵抗性の区分に応じた対策例
		非定常電気泳動試験による塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} ($\times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$)	電気抵抗率 (Ωm)	
1) 早強ポルトランドセメント単味 (W/B36%)	従来から橋梁に用いられているPCaPC	>4	<100	塩害の影響度合いが最も激しい区分では、かぶりのみでは防食できず、塗装鉄筋等併用
2) 高炉スラグ微粉末4000を置換率30%で用いた場合 (W/B33%or36%)	塩化物イオン浸透抵抗性が高い	$2\sim4$	$100\sim200$	塩害の影響度合いが最も激しい区分では、100年間で、かぶり70mm位置の塩化物イオン濃度が腐食限界値に達しない
3) 高炉スラグ微粉末6000を置換率50%、または、フライアッシュを置換率20%で用いた場合 (W/B33%or36%)	塩化物イオン浸透抵抗性が極めて高い	<2	>200	塩化物イオンの浸透が停滞するため塩害の影響を受けない

場合となり、1)～3)は、 $4 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$ と $2 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$ を閾値としておおよそ区分することができた。

3. 3 浸せき試験と電気抵抗率試験

見掛けの拡散係数 D_{ap} と電気抵抗率の関係を図 - 8 に示す。また、図中には、反比例の関係を仮定し、最小二乗法により得られた近似曲線も示す。ただし、3.2 節で述べたとおり、フライアッシュを用いた場合は、見掛けの拡散係数 D_{ap} がほかの混和材を用いた場合と比較して大きいことを考慮して、近似曲線を算出する際には除外した。

全体的な傾向として、供試体の種類や材齢に関わらず、両試験結果は、既往研究で確認されているとおり概ね反比例の関係であることを確認できる²⁾。浸せき 365 日以降に塩化物イオンの浸透が停滞したことも踏まえて、電気抵抗率を用いて塩化物イオン浸透抵抗性を分類すると、1) 早強ポルトランドセメント単味の場合、2) 高炉スラグ微粉末 4000 を置換率 30% で用いた場合、3) 高炉スラグ微粉末 6000 を置換率 50% またはフライアッシュを置換率 20% で用いた場合となり、1)～3) は、 $100 \Omega\text{m}$ と $200 \Omega\text{m}$ を閾値としておおよそ区分することができた。なお、塩化物イオン浸透の停滞が見られた材齢時点の電気抵抗率は、H36SG650、H33SG650-S、H36FA220 および H33FA220-S でそれぞれ、240、327、545 および 383 Ωm であり、いずれも $200 \Omega\text{m}$ を超える値を示した。

3. 4 実環境における塩化物イオン浸透挙動と電気抵抗率の対応

ここで、浸せき 365 日以降の試験結果を踏まえ、電気抵抗率が $100 \Omega\text{m}$ 程度のコンクリートの見掛けの拡散係数を図-8 中の近似式から求めると、 D_{ap} は $2 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$ 程度となる。

浸せき試験で得られる見掛けの拡散係数は、コンクリート中の含水率の違いなどの条件に起因して、屋外暴露試験などで得られる実環境での見掛けの拡散係数よりも小さくなることが知られている。既往研究³⁾を参考に、波しぶきが直接かからない条件での新潟県および沖縄県の海岸

線を想定し、その違いを補正すると、実環境での見掛けの拡散係数は、前述の浸せきによる見掛けの拡散係数 $D_{ap}=2 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$ に対して $D_{ap}=0.4 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$ 程度になると推定される。

実環境における見掛けの拡散係数 $D_{ap}=0.4 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$ 、塩害環境が厳しい沖縄県の海岸線で波しぶきは直接かからない条件を想定した表面塩化物イオン濃度⁴⁾ $C_s=6.3 \text{kg}/\text{m}^3$ 、初期含有塩化物イオン濃度 $C_i=0.3 \text{kg}/\text{m}^3$ の条件で、式(1)により、100 年後の塩化物イオン濃度分布を求めると、かぶり 70mm 位置で腐食発生限界塩化物イオン濃度 $1.2 \text{kg}/\text{m}^3$ 以下となる。

したがって、電気抵抗率 $100 \Omega\text{m}$ 以上となり、従来のプレストレストコンクリートよりも電気抵抗率が大きい配合に区分される場合は、塩害環境が厳しい沖縄県の海岸線でも、波しぶきが直接かからない条件においては、100 年間で鋼材腐食は発生しないと考えられる。

3. 5 塩化物イオン浸透抵抗性の分類

塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} または電気抵抗率を指標として、塩化物イオン浸透抵抗性を分類した結果を表 - 3 に示す。浸せき試験における塩化物イオン浸透挙動と、非定常電気泳動試験または電気抵抗率試験の結果を関連付けて整理することで、3 種類の区分に分類できた。ただし、3) のフライアッシュを置換率 20% で用いた配合の場合には、一般にポズラン反応が顕著になるまでに時間を要するため、電気抵抗率の増加も遅いことに留意が必要である。

4. 提案した指標値の実製品への適用方法の検討

第 3 章では、浸せき試験と、非定常電気泳動試験および電気抵抗率試験の結果を比較することで、塩化物イオン浸透抵抗性を分類する指標値を提案した。本章では、全国各地の PCaPC 製造工場 (11 工場) のコンクリートを用いて、様々な材料や製造条件において適用できるかを検証した。

また、第 3 章で提案した指標値は、浸せき期間 1 年以

表-4 コンクリート配合、養生条件、および圧縮強度

工場名 製造時期	記号	W/B (%)	s/a (%)	Air (%)	W (kg/m ³)	結合材の構成割合(%) B=HPC+SG6+FA2			養生条件	圧縮強度(N/mm ²)		供試体共通事項
						HPC	SG6	FA2		材齢1日	材齢28日	
工場(A)	H-S	35.0	40.0	3.0	153	100	—	—	蒸気養生	51.6	75.8	・ブリキ製のコンクリート供試体 成形型枠を使用し円柱供試体を製 造 ・混和材は、高炉スラグ微粉末6000 またはフライアッシュⅡ種を使用 ・主桁、床版、まぐらぎ、建築部材な どのPCaPC部材に用いられるコン クリートを採取、設計基準強度 50N/mm ² ・蒸気養生の養生を開始する時 期、温度上昇速度、冷却速度、養 生温度および養生時間などは部材 ごとに異なる(本検討の範囲:前養 生3~11h、最高温度40~60℃、最 高温保持時間3~8h)、気中養 生する部材はコンクリート打込 み後の急激な乾燥を防ぐ対策を 実施 ・使用材料の産地や供給元は各工 場で異なる ・スランプの目標値は部材ごとに異 なる(本検討の範囲:12~18cm)
2019年7月	SG650-S	33.0	39.0	4.5	145	50	50	—	蒸気養生	48.5	66.4	
工場(B)	H-S	35.4	38.8	4.5	157	100	—	—	蒸気養生	47.8	82.8	
2019年8月	SG650-S	33.4	43.0	4.5	150	50	50	—	蒸気養生	45.0	65.8	
工場(C)	H	34.9	41.0	4.5	145	100	—	—	気中養生	56.2	65.3	
2019年8月	SG650	33.7	43.0	4.5	143	50	50	—	気中養生	49.6	78.3	
工場(D)	H-S	36.0	44.5	4.5	150	100	—	—	蒸気養生	41.2	66.6	
2019年8月	SG650-S	36.0	42.0	4.5	150	50	50	—	蒸気養生	36.1	67.4	
工場(E)	H-S	33.5	43.8	4.5	152	100	—	—	蒸気養生	48.1	70.3	
2019年10月	SG650-S	33.0	43.8	4.5	150	50	50	—	蒸気養生	37.9	73.5	
工場(F)	H-S	33.5	43.8	4.5	152	100	—	—	蒸気養生	49.1	69.5	
2019年10月	SG650-S	32.0	47.5	5.5	160	50	50	—	蒸気養生	42.8	67.6	
工場(G)	H-S	36.0	40.9	4.5	148	100	—	—	蒸気養生	45.6	58.5	
2019年10月	SG650-S	35.8	41.3	4.5	146	50	50	—	蒸気養生	43.3	65.7	
工場(H)	H-S	36.0	44.4	4.5	163	100	—	—	蒸気養生	42.4	58.7	
2019年12月	SG650-S	34.0	38.9	4.5	162	50	50	—	蒸気養生	42.8	70.8	
工場(I)	H-S	36.0	42.0	4.5	155	100	—	—	蒸気養生	41.6	62.8	
2019年12月	SG650-S	33.3	39.5	4.5	150	50	50	—	蒸気養生	48.3	68.9	
工場(J)	H-S	37.4	41.0	4.5	157	100	—	—	蒸気養生	40.4	58.0	
2019年12月	SG650-S	33.0	45.0	4.5	160	50	50	—	蒸気養生	42.6	69.8	
工場(K)	H-S	36.0	42.0	4.5	151	100	—	—	蒸気養生	40.1	56.5	
2019年9月	FA215-S	33.0	41.4	4.5	151	85	—	15	蒸気養生	40.7	55.9	

上の結果を踏まえて設定したものであり、製品出荷前の段階では適用できないことが想定された。そこで、若材齢時の電気抵抗率の推移から、図-9 に示すように、供用後の電気抵抗率を推定できないか検討した。

4. 1 検討方法

PCaPC部材の製造工場において実機練りのコンクリートを採取し、製品と同一の蒸気養生を与えたφ100×200mmの供試体(以下、工場供試体)を製作した。コンクリートの配合、養生条件、および圧縮強度を表-4に示す。本検討では2種類の混和材を使用し、結合材を早強ポルトランドセメントのみとした配合(以下、Hシリーズ)、結合材に高炉スラグ微粉末6000を用いて置換率を50%とした配合(以下、SG650シリーズ)、フライアッシュⅡ種を用いて置換率を15%とした配合(以下、FA215)とした。蒸気養生を実施した供試体は、末尾に-Sを付記した。供試体は材齢1日に脱型し20℃の水中で所定の材齢まで養生した。次に、製作した3体の供試体を対象として、2.3節および2.4節に示した方法により、非定常電気泳動試験(材齢91日)および電気抵抗率試験(材齢1~91日)を実施した。これらの試験結果では、供試体3体の平均値を示す。

4. 2 実験結果と考察

4.2.1 非定常電気泳動試験

材齢91日の塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} と電気抵抗率の関係を図-10に示す。同図には、これらが反比例の関係にあると仮定して回帰した近似線を示した。図全体を俯瞰すると、過去のデータ¹⁾と同様に、塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} と電気抵抗率は反比例の関係にあることが確認された。

全国各地のPCaPC製造工場のコンクリートに対しても、

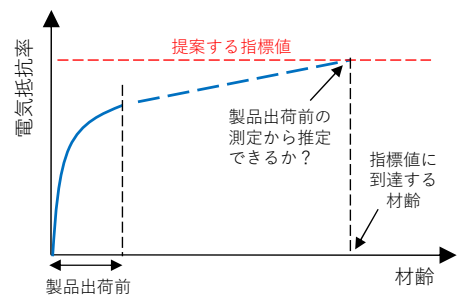
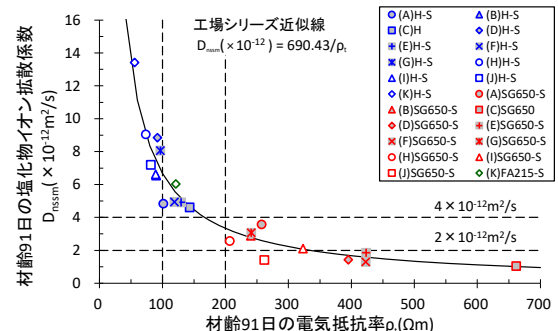


図-9 製品出荷前の電気抵抗率測定による評価のイメージ

図-10 塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} と電気抵抗率 ρ_t の関係

HシリーズとSG650シリーズは明確に区別されており、高炉スラグ微粉末を使用することによる塩化物イオン浸透抵抗性の向上効果を、電気抵抗率試験および非定常電気泳動試験で評価できている。また、表-3に示した閾値と比較すると、材齢91日の試験値であるものの、概ね対応する結果が得られている。特に、電気抵抗率を指標とした場合、200Ωmを閾値とすることで、早強単味配合と高炉スラグ微粉末配合の場合を明確に区別できた。

4.2.2 電気抵抗率試験

各シリーズの電気抵抗率と材齢の関係を図-11に示す。いずれのシリーズも材齢経過に伴い電気抵抗率は高くなるが、同種の結合材を用いた配合であっても製造した工場

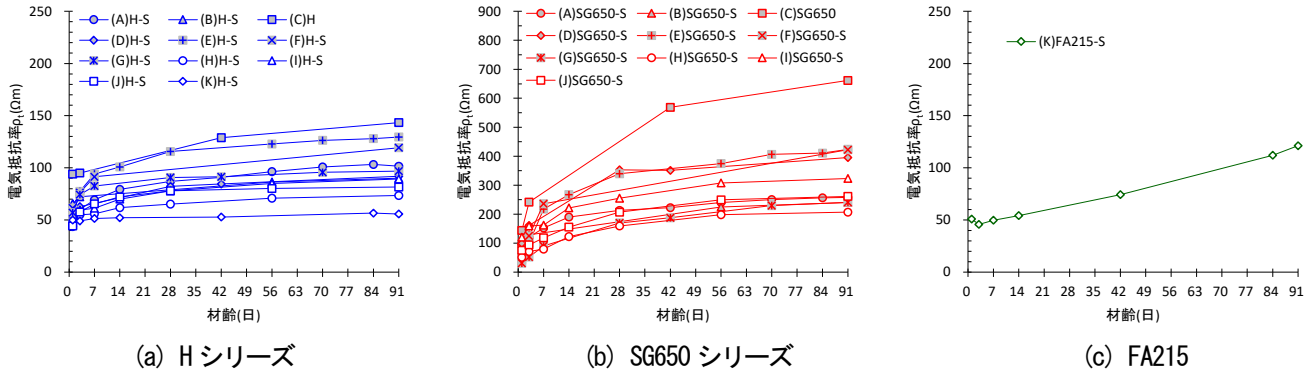


図-11 電気抵抗率 ρ_t と材齢の関係

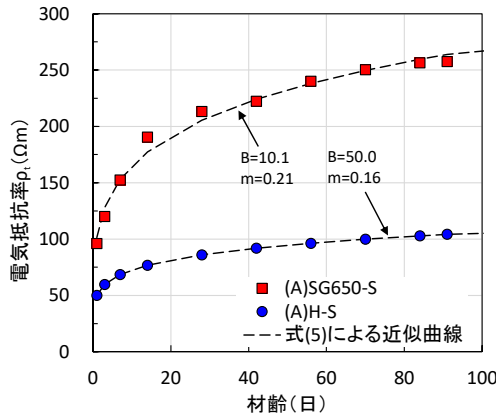


図-12 式(5)による電気抵抗率 ρ_t の近似曲線の例

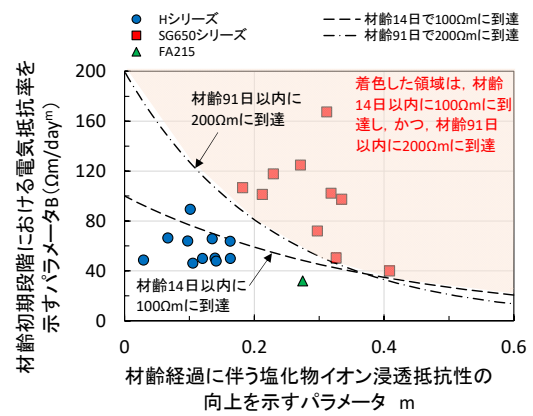


図-13 式(5)のパラメータに基づいた電気抵抗率の変化状況の整理

によって電気抵抗率に差があることが分かる。たとえば、H シリーズおよび SG650 シリーズでは、材齢 7 日以降、工場(C)の供試体の電気抵抗率は、工場(H)の供試体の 2 倍以上であった。

ここで、材齢に伴う電気抵抗率の変化について考察する。既往研究¹⁾から、材齢の経過に伴う塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} の変化は、式(3)で表すことができると推定される。

$$D_t = D_n \left(\frac{n}{t} \right)^m \quad (3)$$

ここに、 D_t : 任意材齢の D_{nssm} (m^2/s)、 D_n : 基準となる材齢の D_{nssm} (m^2/s)、 n : 基準となる材齢 (day)、 t : 任意材齢 (day)、 m : 材齢経過に伴う塩化物イオン浸透抵抗性の向上を示すパラメータである。

非定常電気泳動試験と電気抵抗率の関係は、図-10 に示したとおり反比例の関係があるため、式(4)で表すことができる。

$$D_t = \frac{A}{\rho_t} \quad (4)$$

ここに、 A : 試験結果から得られる定数 ($\Omega\text{m}^3/\text{s}$)、 ρ_t : 任意材齢の電気抵抗率 (Ωm)

表-5 「塩化物イオン浸透抵抗性が極めて高い」プレキャストコンクリートの条件 (案)

製造条件	電気抵抗率 目標値 (Ωm)
配合 水結合材比33~36%、早強セメントを高炉スラグ微粉末6000で50%置換。 養生 前養生時間の確保や適切な条件での蒸気養生の実施が前提。	材齢14日以内に100 Ωm に到達すること。 ただし、式(5)のパラメータ B 、 m が図-13の着色した領域に示した値であることが前提。

式(4)に式(3)を代入して ρ_t について解き、定数の部分を新たに置きなおすと、式(5)が得られる。

$$\rho_t = B t^m \quad (5)$$

ここに、 B : 試験結果から得られる定数で、材齢初期段階における電気抵抗率を示すパラメータ ($\Omega\text{m}/\text{day}^m$)

全国各地の PCaPC 製造工場のコンクリートのデータを最小二乗法により式(5)にフィッティングし、近似曲線を求めた例を図-12に示す。式(5)を用いることで、良好に近似できることが確認された。なお、パラメータ B が大きいほど材齢初期段階の電気抵抗率が大きいこと、パラメータ m が大きいほど長期的な電気抵抗率の発現が大きい

いことを意味する。

式(5)のパラメータに基づいて、電気抵抗率の変化状況を整理した結果を図-13に示す。図中には、電気抵抗率が材齢14日以内に $100\Omega\text{m}$ に到達し、さらに材齢91日以内に $200\Omega\text{m}$ に到達するための条件を満たす領域も示す。材齢14日は、工場から出荷する前に電気抵抗率試験を実施することを想定して設定し、材齢91日は、図-10で示した結果との対応を確認するために設定した。

図-13から、結合材の種類によって電気抵抗率に大きな差があり、SG650シリーズの場合は、材齢14日以内に $100\Omega\text{m}$ かつ材齢91日以内に $200\Omega\text{m}$ に到達することを確認できた。なお、SG650シリーズについては、工場(C)、(D)、(E)、(F)、(I)では材齢2～10日以内、工場(A)、(B)、(G)、(H)、(J)では材齢24～70日以内には、電気抵抗率 $200\Omega\text{m}$ に到達していた。FA215の場合は、1件のみのデータではあるが、材齢14日以内に $100\Omega\text{m}$ かつ材齢91日以内に $200\Omega\text{m}$ には到達できない結果であった。

以上から、異なる材齢で複数回の電気抵抗率試験を実施し、パラメータ B と m を求めることで、表-3に示した「塩化物イオン浸透抵抗性が極めて高い」区分であることを、工場から出荷前に確認することも可能と考えられる。その条件の案を表-5に示す。ただし、前養生時間の確保や通常の条件の範囲で蒸気養生を実施するなど、適切な製造条件であることが前提である。例えば、前養生の時間を短縮すると微細ひび割れが発生するなど、品質の低下につながるおそれがあるため、留意が必要である。

5. まとめ

令和2年度の検討では、混和材を用いたコンクリートを対象として、塩化物イオン浸透抵抗性を迅速に評価する指標および製造の初期段階で供用後の塩化物イオン浸透抵抗性を推定する方法を検討した。以下に得られた知見をまとめる。

1. 室内で製作した供試体を用いた検討では、高炉スラグ微粉末またはフライアッシュを用いた場合、浸せき365日以降に塩化物イオンの浸透が停滞する場合があることを確認した。また、見掛けの拡散係数 D_{ap} と電気抵抗率の結果から、電気抵抗率と実環境にお

ける塩化物イオンの浸透挙動の関係を整理した。

2. 塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} や電気抵抗率を用いて閾値を定めることで、塩化物イオンの浸透が停滞するような塩化物イオン浸透抵抗性が極めて高いコンクリートの分類方法を提案した。
3. 全国各地のPCaPC工場で作製した供試体を用いた非定常電気泳動試験および電気抵抗率試験の関係は、提案した塩化物イオン浸透抵抗性の分類と概ね対応することを確認した。
4. 塩化物イオン浸透抵抗性を評価する指標として提案した電気抵抗率を推定する式を用いて、電気抵抗率の変化の状況を2つのパラメータで表して整理し、工場から部材を出荷する前を想定した若材齢において、塩化物イオン浸透抵抗性が極めて高いことを確認するための条件の案を示した。

R3年度は、電気抵抗率を指標とした塩化物イオン浸透抵抗性の評価方法について、繊維補強コンクリート等への適用性の確認をするなど追加検討を行い、これまでの成果のとりまとめを行う。

参考文献

- 1) 中村英佑、水戸健介、古賀裕久：高炉スラグやフライアッシュを用いたコンクリートの遮塩性能の迅速評価手法、コンクリート工学年次論文集、Vol.40、No.2、pp.219-224、2018
- 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E、Vol.66、No.1、pp.119-131、2010
- 3) 皆川浩、中村英佑、藤井隆史、綾野克紀：大気環境下における塩化物イオンの見掛けの拡散係数の設定に関する一考察、コンクリート工学年次論文集、Vol.41、No.1、pp.767-772、2019
- 4) 土木研究所：ミニマムメンテナンスPC橋の開発に関する共同研究報告書(Ⅱ)ーコンクリート道路橋の必要かぶりに関する検討一、No.258、pp.20-25、2001
- 5) 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

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

7.1.5 トンネルの合理的な更新技術に関する研究

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

研究担当者：日下敦、巽義知、長谷川慶彦／新田弘之、島袋智尋

【要旨】

道路トンネルの更新工事として、断面を拡大する掘削（拡大掘削）や、覆工の切削、再構築が実施されているが、拡大掘削時の地山や支保構造の力学的な特性や切削時の影響範囲など不明な点が多い。そこで、地山の初期応力状態をパラメータとして拡大掘削と新設掘削を模擬した室内実験を行い、既設トンネルがある状態でその断面を拡大掘削すると、周辺地山で圧縮ひずみが解放される割合が新設掘削と比較して小さくなること等を確認した。また、覆工の切削、再構築時の検討として、切削後の残存部分や切削範囲外の覆工への影響について数値解析を行い、切削範囲前後の覆工への影響範囲は概ね5m未満であること等を、限られた条件下であるが確認した。

キーワード：トンネル、更新、拡大掘削、覆工切削、数値解析

1. はじめに

供用中の道路トンネルでは、不具合の発生等の状況に応じて更新工事が実施されている。例えば、大型車両のトンネル壁面への接触や歩行者の危険等が発生する比較的小断面のトンネルを拡大する掘削（以下、拡大掘削、図-1）や、ひび割れやうき、漏水等の変状が多数生じた覆工の切削、再構築等がある。

1. 1 拡大掘削

拡大掘削は、工事実績が少なく技術的な知見の少ない現状では、既往の何もない地山に新たにトンネルを掘削（以降、新設掘削）する場合に用いる基準類を参考に設計・施工されることが多い。しかし、拡大掘削では、新設掘削と比べ、力学的には以下のような違いがあると考えられる。

- ・拡大掘削では、既設トンネルの掘削による応力再分配が発生した後の地山を掘削する。
- ・既設トンネルの周囲を切り抜けるため、新設掘削と比較して掘削断面が小さく掘削部の形状が異なる。
- ・切羽前方に既設トンネルが存在し、地山の変形に対する抵抗性が異なる可能性がある。等

これらにより、新たに設置する支保構造に生じる変位や応力が異なる可能性がある。

既往の数値解析結果によると、拡大掘削では、新設掘削に比べて新たに設置するトンネルの支保構造に生じる変位や応力が小さくなる傾向が示唆されている¹⁾。これを実現場で検証するには、拡大掘削と新設掘削を同一の地山条件で比較する必要があるが、地山は不均質である

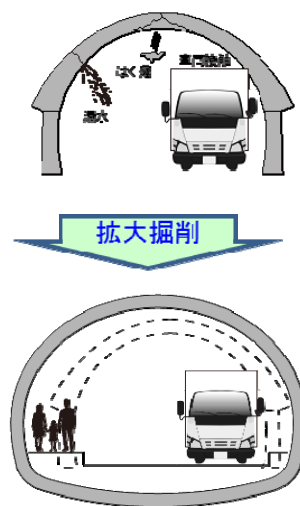


図-1 拡大掘削のイメージ図

ことが多く困難である。そこで、先行研究²⁾において、拡大掘削時の周辺地山の挙動に関する基礎的な検討として、拡大掘削と新設掘削を模擬した室内実験を行い比較検証した。その結果、拡大掘削時に周辺地山の圧縮ひずみが解放される割合が新設掘削時と比較して小さくなること等を確認している。しかし、これは1組のケースの限られた条件下での比較結果であった。そこで、载荷条件を変えた2組のケースでの実験を行い、検討を進めた。

1. 2 覆工の切削、再構築

覆工を切削、再構築する更新工事においては、実施にあたり、切削後の残存部分の安定性に関する検討や、活

線施工時の防護工範囲設定等のために切削範囲外の覆工への影響を検討する必要がある。また、この方法を効率的に進めるためには、一度の切削延長を延ばすことが考えられるが、切削延長の違いが切削範囲や周辺の覆工へ及ぼす影響についても検討する必要がある。そこで、矢板工法により建設されたトンネルの覆工を切削する場合において、一度の切削延長が切削後の残存部分や切削範囲外の覆工に与える影響について、3次元数値解析により検討した。

2. 拡大掘削室内実験の概要

本研究では、2次元載荷装置を用い、貧配合モルタルで作成した模擬地山を同一の載荷条件下で拡大掘削と新設掘削をそれぞれ模擬した室内実験を行い、掘削時の周辺地山の挙動を比較検証した。

2.1 2次元載荷装置概要、掘削手順

写真-1、図-1に本研究で用いた2次元載荷装置を示す。

2次元載荷装置は、鋼材により縦1210mm、横1210mm、深さ300mmの大きさの直方体の空間が形成されており、図-2に示すような鋼製で剛性の高い蓋を固定することで、その空間を密閉することができる。また、図-1の上方と左方の壁は可動壁とすることができ、それぞれ3個の油圧ジャッキにより載荷できる。

蓋の中心部には、模擬地山を掘削するための $\phi 300\text{mm}$ の円孔を設けている。円孔は、蓋と同厚 $\phi 300\text{mm}$ の鉄板を付けた $\phi 360$ の円蓋をボルト固定することで密閉できる構造としている。さらに、円蓋の中央には、拡大掘削における2段階の掘削を実施するため、 $\phi 180\text{mm}$ の円孔を設け、その円孔は同厚 $\phi 180\text{mm}$ の鉄板を付けた $\phi 240\text{mm}$ の円蓋をボルト固定することで密閉できる構造としている（写真-2）。

掘削手順は、図-3に示すように、拡大掘削は $\phi 180\text{mm}$ の円孔で掘削した後に、 $\phi 300\text{mm}$ の円孔で掘削し、新設掘削は $\phi 300\text{mm}$ の円孔で一度に掘削した。なお、模擬地山の掘削は、円孔内をエアピックでほぐしつつ、円孔の形状に合わせてスコップで削り取る方法とし、掘削面を可能な限り水平に保ちながら掘り下げた（写真-3）。



写真-1 2次元載荷装置

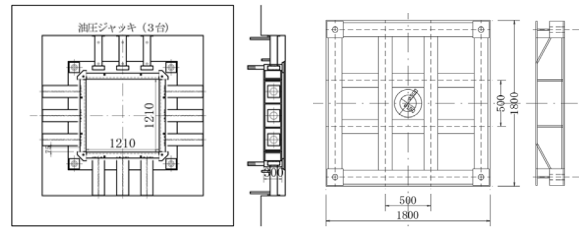
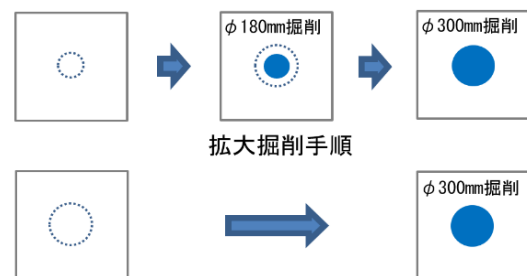


図-1 2次元載荷装置概要図

図-2 2次元載荷装置の蓋



写真-2 掘削部の円蓋



新設掘削手順
図-3 掘削手順



写真-3 $\phi 300$ 掘削状況

2.2 載荷条件

表-1に、先行研究²⁾で実施の1組(Case0-1とCase0-2)と今回実施の2組(Case1-1とCase1-2、Case2-1とCase2-2)のケースの載荷条件を示す。なお、Case0-1、Case1-1、Case2-1は拡大掘削のケースであり、Case0-2、Case1-2、Case2-2は新設掘削のケースである。

先行研究²⁾のCase0-1とCase0-2の載荷条件（以降、載荷条件(A)）は、上方の1方向から、1ジャッキあたり20kN、合計60kNで載荷し、他の3面は固定としていた。この載荷条件では、左右の側壁面の反力は約1kNとなり、つまり、側圧係数が約0の条件となっていた。

今回の Case1-1 と Case1-2 の載荷条件（以降、載荷条件(B)）は、上方の 1 方向から、1 ジャッキあたり 66.6kN、合計 200kN で載荷し、他の 3 面は固定とした。この載荷条件では、上方の載荷重と下方の反力の平均値と左右の反力の平均値との比が Case1-1 は 1:0.18、Case1-2 は 1:0.22 であったため、側圧係数が約 0.2 の条件となる。

Case2-1 と Case2-2 の載荷条件（以降、載荷条件(C)）は、上方と左方の 2 方向から、それぞれ 1 ジャッキあたり 50kN、合計 150kN で載荷し、他の 2 面は固定とした。この載荷条件では、上下方向と左右方向が同一の荷重であるため、側圧係数が約 1 の条件となる。

表-1 載荷条件、実験時圧縮強度

ケース名	載荷条件	実験日における地山材料の圧縮強度
Case0-1（拡大掘削）	載荷条件(A) 上方より 60kN	0.68 N/mm ²
Case0-2（新設掘削）		0.63 N/mm ²
Case1-1（拡大掘削）	載荷条件(B) 上方より 200kN	0.63 N/mm ²
Case1-2（新設掘削）		0.61 N/mm ²
Case2-1（拡大掘削）	載荷条件(C) 上方と左方よりそれぞれ 150kN	0.61 N/mm ²
Case2-2（新設掘削）		0.67 N/mm ²

表-2 貧配合モルタルの配合

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

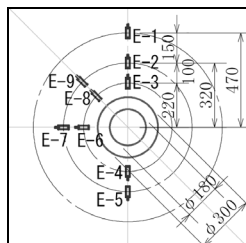


図-4 ひずみ計の配置

2. 3 模擬地山に使用する材料

模擬地山は、先行研究²⁾と同様、表-2に示す貧配合モルタルで作成した。同配合は、掘削の作業性を考慮し目標強度が 0.6N/mm²、その発現が打設日から 3 日程度となるよう設定している。各ケースの実験時における強度管理用円柱供試体の圧縮強度は表-1の通りである。

2. 4 測定項目と測定方法

測定項目は模擬地山のひずみとし、外径φ20mm、長さL=54mm、容量±5000μひずみ、見かけの弾性係数 40N/mm²のひずみ計（KM-50F）により測定した。ひずみ計は図-4に示すように縦、横、斜め 45° の測線上に計 9 個（E-1～E-9）配置した。配置は、掘削中心から 220mm、320mm、

および上方のみ 470mm の位置（φ300 の掘削面から 70mm、170mm、320mm の位置）にひずみ計の中心を合わせた。また、設置深さは、中央の深さ 150mm の位置とした。

3. 実験結果

表-3(1)～(3)に各ケースの掘削過程におけるひずみの測定結果を示す。なお、掘削開始時の測定値は各ケース、最初の円蓋を開けた時点のものとした。同表(1)内には、掘削開始時の測定値を 100%とした圧縮ひずみの割合を記している。図-5に圧縮ひずみの割合のグラフを示す。

本研究では、各掘削、各測点における圧縮ひずみの割合の減少量を、解放された圧縮ひずみの割合と捉え、拡大掘削と新設掘削で比較検討した。表-4、図-6に拡大掘削におけるφ180とφ300の各掘削で解放された圧縮ひずみの割合、および拡大掘削と新設掘削における掘削開始からφ300掘削完了までの掘削全体を通じて解放された圧縮ひずみの割合を示す。

なお、表-3(1)～(3)、表-4内網掛け部分の測点は、拡大掘削、または新設掘削のひずみの値が、掘削開始以前にひずみ計の容量（±5000μ）を超え、ひずみ計が損傷した可能性があるため、本検討からは除外した。

3. 1 掘削全体を通じて解放された圧縮ひずみの割合

掘削開始からφ300掘削完了までの掘削全体を通じて解放された圧縮ひずみの割合について考察する。

上下測線において、表-4、図-6より、先行研究²⁾で実施の載荷条件(A)では、E-1、E-2、E-4、E-5は、拡大掘削と新設掘削でそれぞれ、E-1が5%と8%、E-4が80%と72%、E-5が50%と54%と概ね同程度であった。E-3は拡大掘削で44%に対し、新設掘削で77%となり、拡大掘削の方が明確に小さくなっていた。

今回実施の載荷条件(B)ではE-3、E-4は、拡大掘削と新設掘削でそれぞれ、E-3が34%と32%、E-4が51%と63%と概ね同程度であった。

また、載荷条件(C)ではE-1、E-2、E-3、E-5は、拡大掘削と新設掘削でそれぞれ、E-1が6%と4%、E-2が1%と3%、E-3が39%と31%、E-5が13%と12%と概ね同程度であった。E-4は拡大掘削で36%に対し、新設掘削で104%となり、拡大掘削の方が明確に小さくなった。

斜め測線、左右測線においては、明確な傾向が見られなかった。載荷条件(A)、載荷条件(B)は実験条件上、左右が固定されており、初期ひずみが小さくなるのが原因と考えられる。なお、載荷条件(C)は、今回、拡大掘削表-3より、新設掘削において、中心からの距離が220mmの方で計測不能となり、比較検証できなかった。しかし、

表-3 ひずみ測定結果

(1) 載荷条件(A) (上方より 60kN)

側線	位置	中心からの距離 (mm)	測点	ひずみ (μ)				
				Case0-1 (拡大)		Case0-2 (新設)		
				φ 180mm	φ 300mm	φ 300mm	φ 300mm	φ 300mm
上下	上部	470	E-1	-198 (100%)	-194 (98%)	-188 (95%)	-180 (100%)	-165 (92%)
		320	E-2	-114 (100%)	-97 (85%)	-73 (64%)	-106 (100%)	-63 (59%)
		220	E-3	-118 (100%)	-84 (71%)	-66 (56%)	-117 (100%)	-27 (23%)
	下部	-220	E-4	-84 (100%)	-38 (45%)	-17 (20%)	-109 (100%)	-30 (28%)
		-320	E-5	-88 (100%)	-71 (81%)	-44 (50%)	-82 (100%)	-38 (46%)
左右	近	220	E-6	-2 (100%)	-18 (900%)	-22 (1100%)	4 (100%)	-7 (-175%)
	遠	320	E-7	-1 (100%)	-6 (600%)	-10 (1000%)	3 (100%)	-12 (-400%)
斜め	近	220	E-8	-17 (100%)	-27 (159%)	-46 (271%)	-40 (100%)	-11 (28%)
	遠	320	E-9	-5 (100%)	-6 (120%)	-11 (220%)	-35 (100%)	-18 (51%)

(2) 載荷条件(B) (上方より 200kN)

側線	位置	中心からの距離 (mm)	測点	ひずみ (μ)				
				Case1-1 (拡大)		Case1-2 (新設)		
				φ 180mm	φ 300mm	φ 300mm	φ 300mm	φ 300mm
上下	上部	470	E-1	-9527 (100%)	-9566 (100%)	-9552 (100%)	-9209 (100%)	-9147 (99%)
		320	E-2	-6383 (100%)	-6286 (98%)	-5964 (93%)	-10719 (100%)	-10860 (101%)
		220	E-3	-3781 (100%)	-3417 (90%)	-2486 (66%)	-4278 (100%)	-2906 (68%)
	下部	-220	E-4	-2205 (100%)	-1798 (82%)	-1087 (49%)	-4979 (100%)	-1862 (37%)
		-320	E-5	-4815 (100%)	-4641 (96%)	-4279 (89%)	-5780 (100%)	-5232 (91%)
左右	近	220	E-6	110 (100%)	-77 (-70%)	232 (211%)	-902 (100%)	-35 (4%)
	遠	320	E-7	279 (100%)	78 (28%)	-178 (-64%)	-295 (100%)	-431 (146%)
斜め	近	220	E-8	-1175 (100%)	-638 (54%)	145 (-12%)	-1850 (100%)	-27 (1%)
	遠	320	E-9	165 (100%)	202 (122%)	604 (366%)	-9135 (100%)	-9485 (104%)

(3) 載荷条件(C) (上方、左方より各 150kN)

側線	位置	中心からの距離 (mm)	測点	ひずみ (μ)				
				Case2-1 (拡大)		Case2-2 (新設)		
				φ 180mm	φ 300mm	φ 300mm	φ 300mm	φ 300mm
上下	上部	470	E-1	-1918 (100%)	-1898 (99%)	-1797 (94%)	-1529 (100%)	-1592 (104%)
		320	E-2	-2895 (100%)	-2955 (102%)	-2861 (99%)	-733 (100%)	-753 (103%)
		220	E-3	-2750 (100%)	-2598 (94%)	-1686 (61%)	-847 (100%)	-586 (69%)
	下部	-220	E-4	-2624 (100%)	-2364 (90%)	-1681 (64%)	-347 (100%)	13 (-4%)
		-320	E-5	-1037 (100%)	-996 (96%)	-898 (87%)	-420 (100%)	-368 (88%)
左右	近	220	E-6	-8659 (100%)	-8466 (98%)	-5574 (64%)	-953 (100%)	-539 (57%)
	遠	320	E-7	-6070 (100%)	-5939 (98%)	-5364 (88%)	-1506 (100%)	-1380 (92%)
斜め	近	220	E-8	-6652 (100%)	-6507 (98%)	-2351 (35%)	-776 (100%)	-453 (58%)
	遠	320	E-9	-5133 (100%)	-5078 (99%)	-4822 (94%)	-867 (100%)	-755 (87%)

のE-6、E-8は掘削後の圧縮ひずみの割合がそれぞれ57%、58%であり、同距離のE-3の69%と概ね近く、上下測線と同様の比較ができる可能性は考えられる。

以上より、掘削全体を通じて解放された圧縮ひずみの割合は、先行研究²⁾と同様、今回の載荷条件でも、拡大掘削と新設掘削は概ね同程度であることが確認された。

3. 2 拡大掘削時に解放された圧縮ひずみの割合

拡大掘削と新設掘削におけるφ300mmの掘削で解放されたひずみの割合について考察する。

先行研究²⁾で実施の載荷条件(A)では、2段階の掘削を行う拡大掘削では、表-4、図-6より、例えばE-4ではφ180mmの掘削で55%の圧縮ひずみが解放され、そこからφ300mmの掘削では25%の圧縮ひずみが解放されている。これに対し新設掘削のφ300mmの掘削では一度に72%の圧縮ひずみが解放されている。掘削全体を通じて解放された圧縮ひずみの割合は上述の通り、同程度であるが、拡大掘削時を想定したφ300mmの掘削のみに着目すると新設掘削でφ300mmを一度に掘削するよりも解放された圧縮ひずみの割合は小さいと言える。

今回実施の載荷条件(B)では、拡大掘削において、例えばE-4ではφ180mmの掘削で18%の圧縮ひずみが解放され、そこからφ300mmの掘削では33%の圧縮ひずみが解放されている。これに対し新設掘削のφ300mmの掘削では一度に63%の圧縮ひずみが解放されており、載荷条件(A)の結果と同様と言える。

載荷条件(C)では、新設掘削で値の大きいE-4を除き、拡大掘削のφ300mmの掘削と新設掘削のφ300mmの掘削で解放された圧縮ひずみは概ね同程度であった。φ180mmの掘削での圧縮ひずみの解放が小さく、明確な差が出なかったと考えられる。

以上より、先行研究²⁾と同様、今回の実験結果からも拡大掘削時を想定したφ300mmの掘削で解放される圧縮ひずみの割合は、新設掘削でφ300mmを一度に掘削するよりも小さいことが確認された。

3. 3 拡大掘削実験まとめ

今回の実験では、先行研究²⁾と同様、拡大掘削時に解放される周辺地山の圧縮ひずみの割合は、新設掘削で一度に掘削するよりも小さいことが確認された。これは素掘りの条件下での結果ではあるが、支保工に発生する変位や応力の大きさは基本的に地山のひずみの大きさと比例する関係にあるため、既往の報告¹⁾で示唆される拡大掘削において新たに設置するトンネルの支保構造に生じる変位や応力が新設掘削時よりも小さくなる傾向と概ね一致していると考えられる。

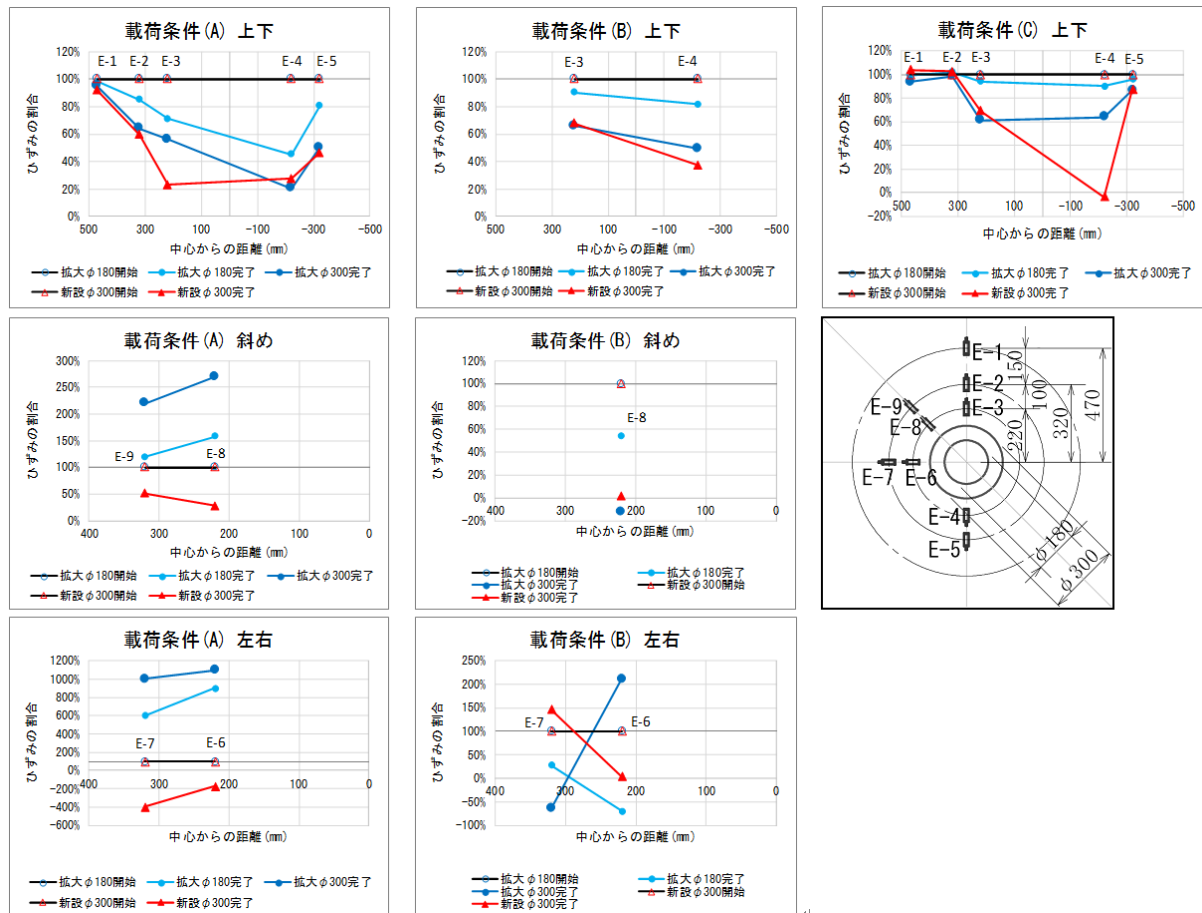


表-4 解放された圧縮ひずみの割合

側線	位置	中心からの距離 (mm)	測点	載荷条件 (A)			載荷条件 (B)			載荷条件 (C)		
				拡大掘削 Case0-1			拡大掘削 Case1-1			拡大掘削 Case2-1		
				φ 180	φ 300	掘削全体	φ 300 (掘削全体)	φ 180	φ 300	掘削全体	φ 300 (掘削全体)	φ 300 (掘削全体)
上下	上部	470	E-1	2%	3%	5%	8%	-	-	-	-	-
		320	E-2	15%	21%	36%	41%	-	-	-	-	-
		220	E-3	29%	15%	44%	77%	10%	24%	34%	32%	31%
	下部	-220	E-4	55%	25%	80%	72%	18%	33%	51%	63%	104%
		-320	E-5	19%	31%	50%	54%	-	-	-	-	12%
左右	近	220	E-6	-800%	-200%	-1000%	275%	170%	-281%	-111%	96%	-
	遠	320	E-7	-500%	-400%	-900%	500%	72%	92%	164%	-46%	-
斜め	近	220	E-8	-59%	-112%	-171%	73%	46%	66%	112%	99%	-
	遠	320	E-9	-20%	-100%	-120%	49%	-	-	-	-	-

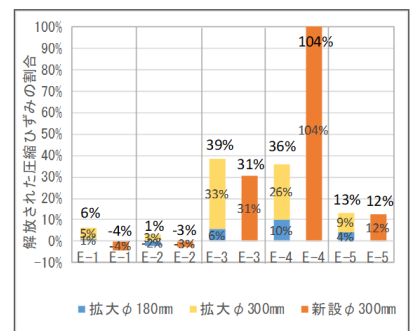
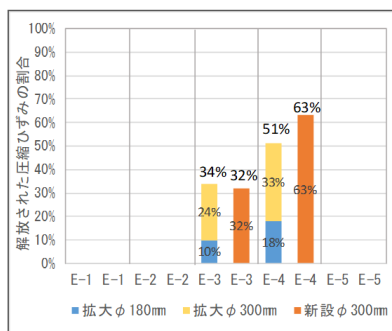
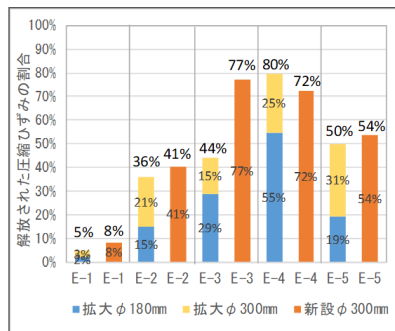
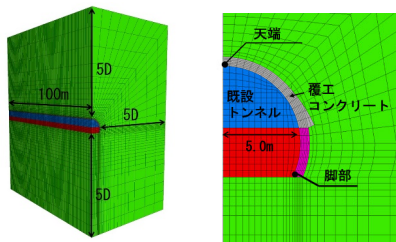


図-6 解放された圧縮ひずみの割合 (E-1～E-5)

4. 覆工の切削、再構築の数値解析概要

4.1 解析モデル

本解析では、矢板工法にて建設された内空半径 5.0m の 2 車線トンネルにおける既設覆工の切削について 3 次元有限差分法にて解析した。図-7 に解析モデル全体図およびトンネルの横断面図を示す。モデルは左右対称を想定して半断面モデルとした。構成要素は、矢板工法にて建設されていることを想定して、鋼アーチ支保工はモデル化せず、厚さ 60cm の覆工コンクリートをソリッド要素でモデル化し、地山荷重を支持するものとした。覆工のメッシュサイズは、周方向に 50cm 程度、厚さ方向に 10cm、縦断方向に 50cm とした。覆工は、初期応力として地山からの荷重を負担していると仮定し、全延長の掘削と同時に全延長の覆工を設置することとした。地山はソリッド要素でモデル化し、解析領域はトンネル掘削径 D に対して上下左右に 5D を確保し、延長は 100m とした。境界条件は、上面を自由面、左右をローラー境界、底面を固定境界とした。また、側圧係数は 1.0 とした。



(a) モデル全体図

(b) 横断面図

図-7 解析モデル

4.2 解析条件および解析ステップ

地山等級 D I を想定した弾性解析を実施した。解析条件を表-5 に示す。覆工の切削延長は、表-6 に示すとおり 5m、10m、30m、50m の 4 ケースとし、切削位置はモデル中央部とした（図-8 参照）。切削厚さは、全ケースにおいて覆工表面から 30cm とし、覆工切削にあたっては、切削対象とする覆工を一括で削除した。

5. 解析結果

5.1 切削範囲中央部での影響

図-9 に各ケースの切削範囲中央部（モデルの 50m 地点）における覆工の表面、内部、地山側の周方向応力分布を示す。横軸は、天端部を 90° とした角度で表しており、SL 部が 0° となる。初期応力の分布を見ると、覆工は全圧縮状態であり、表面における脚部の応力が最も大きな値を示す。一方、肩部から天端部（ $30^\circ \sim 90^\circ$ ）にかけては、各部位でほぼ一定の値を示している。図-10 に切削延長別における切削後の残存部分の覆工応力と初期応

力の比較を示す。図中の (a) は覆工内部における切削延長別の応力分布、(b) は地山側における切削延長別の応力分布を示す。覆工内部においては、脚部の応力が大きく増加する。一方、肩部から天端にかけては、概ね一定の割合で応力が増加していることがわかる。(b) に示す地山側における応力分布においても同様の傾向が確認でき、脚部における応力の変化は比較的大きいが、その他の部位に関しては概ね一定の割合で応力が増加している。(a) に示す覆工内部は、切削を行った場合に残存する部分であり、切削後に応力の最大値を示す位置となる。そのため、これ以降は (a) 覆工内部に着目した結果を示す。

表-5 解析条件

	要素 タイプ	モデル タイプ	単位体積 重量 (kN/m ²)	変形係数 (MPa)	ポアソン 比	仕様等
地山	ソリッド	弾性	22	500	0.35	
覆工	ソリッド	弾性	23	22,000	0.20	t=60cm

表-6 解析ケース

ケース	既設覆工厚 (cm)	切削厚 (cm)	覆工切削延長 L (m)
ケース1	60	30	5
ケース2			10
ケース3			30
ケース4			50

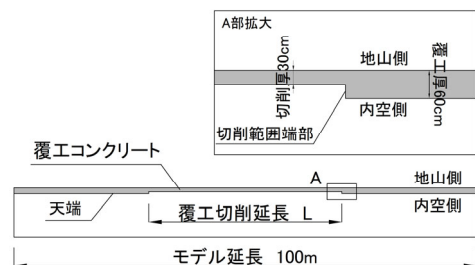


図-8 切削位置（縦断面図）

図-11 に天端、脚部における切削前後の覆工内部の周方向応力の値を示す。天端部では初期応力が 10.56N/mm^2 に対し、ケース 1 で 16.73N/mm^2 、ケース 4 で 19.38N/mm^2 、脚部では、初期応力が 6.23N/mm^2 に対し、ケース 1 で 13.91N/mm^2 、ケース 4 で 15.56N/mm^2 となる。天端、脚部ともに切削延長が短いほど初期応力に対する応力増加は小さくなる。また、切削延長が長くなると、切削延長の違いによる増加応力の差は小さくなる傾向にある。

5.2 トンネル縦断方向への影響

覆工切削延長の違いによるトンネル縦断方向への影響を確認するため、図-12 に天端、脚部における周方向応力の縦断方向分布を示す。横軸は切削範囲端部を 0 とし

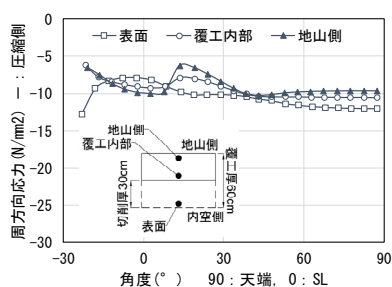
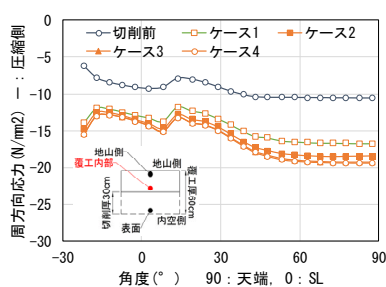
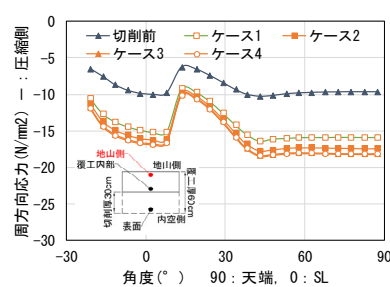


図-9 切削範囲中央部の初期応力



(a) 覆工内部



(b) 地山側

図-10 切削範囲中央部における残存覆工の応力比較

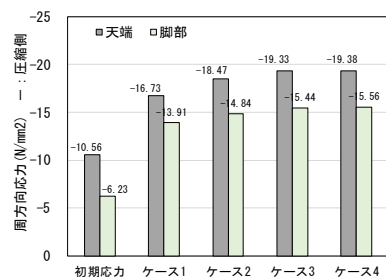
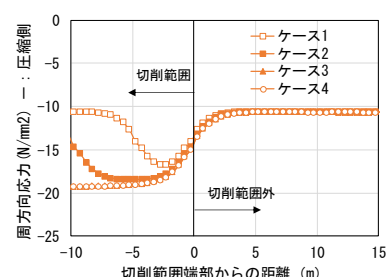
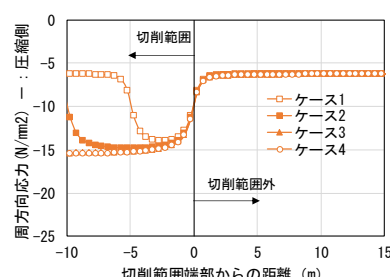


図-11 周方向応力の比較（覆工内部）



(a) 天端



(b) 脚部

図-12 周方向応力の縦断方向分布（覆工内部）

た縦断方向の距離を表している。天端部における縦断方向の影響として、切削範囲端部付近で応力の増加が見られるが、切削範囲外への影響範囲は5m未満となっている。また、切削範囲内においても応力の増加は切削範囲端部から5m程度で概ね収束している。いずれにおいても切削延長の違いによる影響範囲への大きな差は見られず、全ケースで同等の結果となっている。脚部においても切削延長の違いによる影響範囲の差は確認できず、切削範囲端部からの影響範囲は天端部よりも小さい結果となった。

5.3 覆工の切削、再構築の数値解析まとめ

本研究における解析条件下では、切削後の残存部分の応力は、いずれのケースにおいても初期応力に比べて増加し、切削延長が短いほどその割合は小さい。また、切削範囲前後の覆工への影響範囲は概ね5m未満であり、切削延長の違いによる影響は見られなかった。

6. まとめ

以上より、拡大掘削と新設掘削を模擬した室内実験からは、トンネル掘削による地山変形が弾性範囲内に収まると想定される荷重条件、およびトンネル掘削により地山の塑性変形が生じると想定される荷重条件のいずれにおいても、周辺地山において圧縮ひずみが解放される割合が新設掘削時と比較して小さくなること等を確認した。円形の素掘り条件下での結果ではあるが、既往の数値解析結果¹⁾で示唆される拡大掘削において新たに設置するトンネルの支保構造に生じる変位や応力が新設掘削より

も小さくなる傾向と、今回の実験結果についても概ね一致していると考えられる。今後は数値解析において、実験結果の詳細な分析を実施するとともに、実構造物スケールの検討を進めていきたい。

また、覆工の切削、再構築をする場合の検討として、切削後の残存部分や、切削範囲外の覆工への影響について数値解析を行い、前述の条件においては、切削範囲前後の覆工への影響範囲は概ね5m未満であること等を確認した。これらは限られた条件下での一例であるが、切削時の覆工の応力変化を基にした場合の防護工範囲設定に資する基礎的な情報が得られたと考える。なお、切削範囲前後の覆工への影響としては、振動の影響³⁾等も考えられ、今後は、それらの影響も含めて総合的に影響範囲の検討を進めていきたい。

参考文献

- 1) 小出孝明、日下敦、吉岡知哉、砂金伸治：トンネル更新時の拡大掘削における支保構造に関する解析的検討、トンネル工学報告集、第28巻、I-45、pp.1-5、2018
- 2) 小出孝明、日下敦、巽義知、砂金伸治：既設トンネルの断面を拡大する掘削における周辺地山の挙動に関する実験的検討、第74回土木学会年次学術講演会概要集、2019
- 3) 高橋裕之、高山慎介、廣松直人、巽義知、伊藤和生、三幣亮：既設トンネル断面拡張掘削時の地山挙動計測結果事例、トンネル工学報告集 第30巻、I-20、2020.11

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

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

担当チーム：地質・地盤研究グループ（施工技術チーム）

研究担当者：宮武裕昭、澤松俊寿、小出央人、青木信哉

【要旨】

本研究では、補強土壁の新たな変状形態である重力式基礎からのすべり落ちの対策として、重力式基礎の肩と壁面材の間の余裕幅を確保する手法に着目し、その必要な値を検討した。具体的には、複数の壁高、入力地震動等の条件に対して、ニューマーク法による残留変形解析を系統的に実施した。また、1995年兵庫県南部地震及び2016年熊本地震で強い地震動の作用を受けた重力式基礎上の補強土壁の被災事例に対し、観測された残留水平変位と計算で得た残留水平変位からモデル化による誤差の程度を検討した。その結果、残留水平変位のバイアス（被災事例における実測値 / 残留変形解析における計算値）を考慮し、すべり落ち対策として重力式基礎の肩と壁面材の間に必要となる余裕幅の1つの目安として0.5 mを提案した。

キーワード：ニューマーク法、水平滑動変位、設計、変状事例

1. はじめに

補強土壁は柔な構造的特性を有しており、例えば多少の基礎地盤の沈下に対しては、これに追従できるが、性能を十分に発揮するためには、支持層とみなせる硬固な地盤に支持させることが前提となる。補強土壁の壁面材の基礎¹⁾としては、支持層が比較的浅い位置にある場合には図-1(a)の布基礎が多く用いられる。山岳部で特に深いV字谷等の場合には、平坦な基礎地盤面を確保し、壁面材等からの荷重を崩積土等の軟弱な土層を避けて岩盤等の支持層に伝達するために、図-1(b)の重力式基礎が用いられる場合がある。重力式基礎を用いた場合には、重力式擁壁と補強土壁からなる混合擁壁となり、地震時には個々の擁壁としての挙動とは異なると考えられる。過年度の研究において、補強土壁の変状形態を体系的に整理した結果、2016年熊本地震では、重力式基礎上の補強土壁が強い地震動によって滑動し、すべり落ちた可能性のある事例が認められた（図-2）²⁾。重力式基礎から補強土壁がすべり落ちた場合、特に重力式基礎が用いられやすい山岳地等においては代替路がない場合が多くあるため、道路機能に重大な影響を与えることから、何らかの対策を講じる必要があると考えられる。令和2年度は、重力式基礎からの補強土壁のすべり落ちに着目し、すべり落ち対策手法について検討した。

2. すべり落ちが疑われる事例

補強土壁の新たな変状形態であると考えられる重力式基礎からのすべり落ちは2016年熊本地震において確認された事例である。ここでは、その変状事例について説

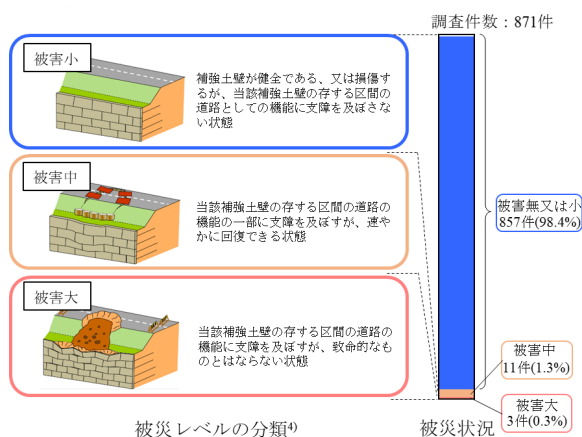
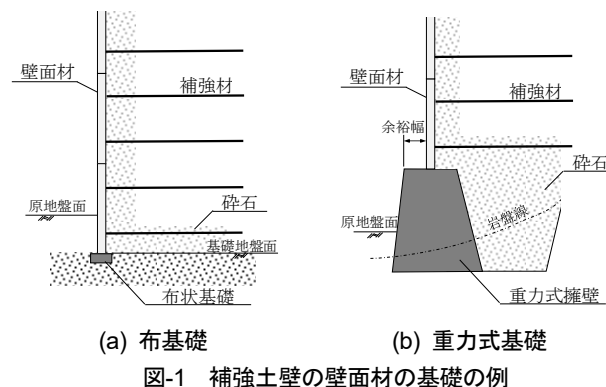


図-2 熊本地震における補強土壁の被災状況

明する。2016年熊本地震では、熊本県益城町を震源にマグニチュード7.3の地震が発生し、最大震度は震度7、最大加速度は熊本県大津町の強震観測所にて1791 gal（三成分合以上の地域に被害が集中し、93か所の国道及び県

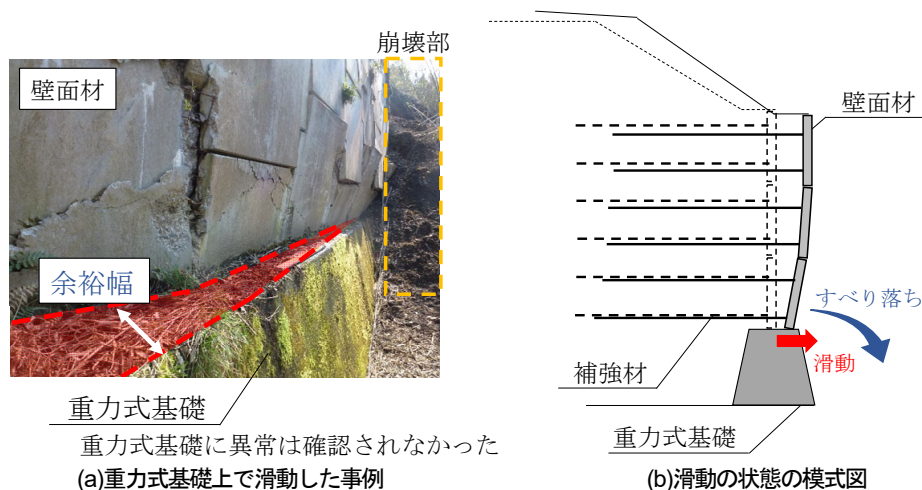


図-3 壁面材の基礎の形式と構造の例

道で通行止めとなった³⁾。図-2には、震度5以上が確認された地域において調査した871件の補強土壁の被災状況を示している。871件の調査結果より、道路土工構造物技術基準⁴⁾の要求性能に関する考え方に照らして被災レベルを分類した。871件の内857件(98.4%)は被害無し又は壁面材の角欠け、クラック等の軽微なものであり、補強土壁の高い耐震性が示された。一方、被害が特に大きかった3件(0.3%)の内、斜面全体が崩壊した補強土壁を除く1件が図-3(a)の補強土壁であり、過年度にこの補強土壁について現地調査、土質試験、補強材引抜き試験及び数値解析結果に基づき、変状要因を分析した²⁾。当該補強土壁は重力式基礎上に構築されており、重力式基礎上の補強土壁には根入れはされていない。当該補強土壁残存部における壁面変位の計測により、重力式基礎肩部から壁面材の間の余裕幅(以下「余裕幅」という。)が崩壊部に近づくにつれ小さくなることが確認されている

(図-3(a))。重力式基礎自体には問題となるような変位及び損傷は生じていなかったことから、図-3(b)のように地震動により重力式基礎上で補強土壁が滑動し、重力式基礎から補強土壁がすべり落ちた可能性がある。補強土壁は設計上、滑動に対しては力のつり合いに基づいて、その安定が確保されていることを照査しているものの、補強土壁がすべり落ちた場合、補強土壁の補強メカニズムが失われ、崩壊に直結する可能性が高い。なお、当該補強土壁から2.4 km離れた場所に位置する強振観測所では、壁面法線方向で最大1253 galの加速度が記録されており、背後の地山には断層が確認されていた⁹⁾ことから、非常に強い地震動が作用していたと推定される。また、当該補強土壁は当時の補強土壁工法のマニュアルに基づき設計されているが、現在では耐震設計の方法が

表-1 すべり落ち対策の例

	①余裕幅の確保	②突起の付与
メリット	- 構造が単純かつ、基礎形状が従来と大きく変わらない。 - 施工性に長けている。	抵抗機構が明確である。
デメリット	余裕幅の大きさによっては、重力式基礎の基礎及び掘削量が大きくなる。	- 突起と重力式基礎が一体となるように施工する必要 - 突起が抵抗した場合の他の部材への影響が不明瞭
課題	必要な余裕幅の設定	- 突起への作用の設定 - 他部材への影響の回避
概要図		

異なっている。

3. 重力式基礎等からの補強土壁のすべり落ち対策

本研究では、重力式基礎からの補強土壁のすべり落ち対策として重力式基礎の肩と壁面材の間の余裕幅を確保する手法に着目し、必要な余裕幅の大きさを設定するために、複数の壁高と入力地震動の条件に対して、ニューマーク法による残留変形解析を系統的に実施した。また、2016年熊本地震及び1995年兵庫県南部地震において強い地震動の作用を受けた重力式基礎上における補強土壁の被災事例に対し、観測された残留水平変位と計算で得た残留水平変位からモデル化による誤差(以下「モデル化誤差」という。)を算出した。これらの結果を考慮して、すべり落ち対策として重力式基礎の肩と壁面材の間に必

要となる余裕幅を設定した。

3. 1 すべり落ち対策手法の検討

図-3 に示した事例の補強土壁の挙動を踏まえて、補強土壁が滑動し、重力式基礎からすべり落ちるモードに着目し、その対策手法について検討した。ここで、対策することにより極力、従来の重力式基礎と形状及び寸法が変わらないような手法としては、大きく分けて2つが考えられる(表-1)。1つ目は補強土壁が滑動してもすべり落ちないように、重力式基礎の肩と壁面材の間の余裕幅を大きくとるものである。構造が単純かつ従来と基礎形状が大きく変わらず、また施工性に長けている。ただし、必要な余裕幅の大きさによっては重力式基礎の規模及び掘削量が従来よりも大きくなる。さらに設計において、必要となる余裕幅を適切に設定することが求められる。2つ目は、補強土壁の滑動に対する抵抗力を付与するために、重力式基礎の天端に突起を設けるものである。抵抗機構が比較的明確な反面、重力式基礎本体と突起が一体となるように施工する必要があること、突起が補強土壁の滑動に抵抗した場合に、壁面材等の他の部材に損傷を誘発するおそれがあるが、その影響が不明瞭なこと等が問題点として考えられる。

ここで、道路擁壁の根入れの役割に基づいて、すべり落ち対策を検討する。布基礎の場合には、通常、補強土壁の壁面材は根入れされるが、重力式基礎及び置換えコンクリートの場合には補強土壁の壁面材は根入れされないこととなる。道路土工一擁壁工指針¹⁾では、直接基礎の擁壁の根入れ深さについては、「将来予想される地盤の洗掘や掘削の影響を考慮し、適切な根入れ深さを確保する。」こととされている。すなわち、擁壁の支持層が長期にわたり安定して存在し、必要な強度及び剛性を発揮するために、直接基礎の擁壁の根入れ深さに相当する地盤には、支持層を保護できるように長期にわたり安定して存在することが要求されていると解することができる。このことに照らせば、重力式基礎等の場合には、重力式基礎等が長期にわたり、あり続ければよく、重力式基礎等の天端において補強土壁の滑動に対して水平抵抗力を付与しなくてもよいと考えることができる。

したがって、ここでは重力式基礎の肩と壁面材の間の余裕幅を大きくとる手法に着目した。

3. 2 水平滑動変位と余裕幅に関する数値解析

重力式基礎の肩と壁面材の間の余裕幅を大きくとる手法において、どの程度の大きさの余裕幅が必要となるかを把握するために、盛土高さ及び嵩上げ盛土高比の条件を段階的に変更した系統的な補強土壁の試設計断面に対

表-2 解析条件

盛土高さ H	5, 10, 15, 20 m
嵩上げ盛土高比 n	0.5, 0.75, 1.0
設計水平震度 k_h	0.15
盛土材	単位体積重量 $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ 粘着力 $c = 10 \text{ kN/m}^2$ せん断抵抗角 $\phi = 30^\circ$
入力地震動	レベル2地震動 タイプ1 (9波) レベル2地震動 タイプ2 (9波) 2016年熊本地震 長陽庁舎 (1波) (計19波)

して、地震時に補強土壁の滑動によって生じる水平方向の変位(以下「水平滑動変位」という。)を算出した。さらに、重力式基礎が用いられていた補強土壁で強い地震動を受けたものの中から、定量的な変位の調査結果が入手できた事例についても解析し、解析結果と変状事例を比較することで、解析結果の妥当性を評価するとともに、必要な余裕幅を設定した。なお、参考までに、補強土壁の滑動時に作用する水平力を算出し、必要となる突起の抵抗力についても算出した。

3.2.1 解析方法

本解析では、道路における補強土壁の設計¹⁾に準拠し、円弧すべりを仮定したニューマーク法による残留変形解析を行った。すべり円弧に対して、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。ここですべり土塊の運動方程式は次式で与えられる。

$$-J\ddot{\theta} + M_{DW} + M_{Dkh} - M_{RW} - M_{Rkh} - M_{RC} - M_{RT} = 0 \quad (1)$$

$$\ddot{\theta} = (k_h - k_y)(M_{DK} - M_{RK})/J \quad (2)$$

ここに、 θ 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 $F_s = 1.0$ となるときの水平震度 k_h であり、次式により与えられる。

$$k_y = \frac{M_{RW} + M_{RC} + M_{RT} - M_{DW}}{M_{DK} + M_{RK}} \quad (3)$$

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。

円弧すべりの計算には、道路土工—盛土工指針⁹⁾に基づき、修正フェレニウス法を用いた。なお、重力式基礎は岩盤等の堅固な地盤に支持させることを前提とし、ここでは重力式基礎上における補強土壁の滑動モードのみを対象として、重力式基礎自体の移動、傾倒、重力式基礎より下方を通るすべりは考慮していない。

3.2.2 解析条件

表-2は解析条件の一覧である。解析に用いた補強土壁の横断面は、図-4に示すように、盛土高 H = 壁高 h_1 + 嵩上げ盛土高 h_2 と定義し、盛土高 H 及び壁高比 $n(=h_1/H)$ が異なる12断面とした。各断面の設計計算では安全側の結果を得るために、地震動の作用に対する照査をレベル1地震動に対して実施し、かつ一般的に重力式基礎が適用される下限の地盤条件としてその地盤種別にII種地盤を想定し、設計水平震度を $k_h=0.15$ とした。

盛土材は、道路の補強土壁に一般に用いられる砂質土を想定し、その強度定数は、締固め度 $D_c=95\%$ で締固めた砂質土の力学試験結果を参考に、工学的判断を加え安全側に評価した値として設定した(図-5)。

入力加速度には、道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁸⁾のレベル2地震動(タイプI及びタイプII、計18波)及び2016年熊本地震の入力加速度²⁾を加えた計19波を用いた。したがって、断面と入力地震動の異なる228ケース(12断面×19波)について計算した。

3.2.3 解析結果

図-6は、計算結果の一例として、盛土高 $H=15$ (m)、壁高比 $n=0.50$ の試設計断面に対して、熊本地震で観測された地震動を入力加速度として与えた時のニューマーク法による水平滑動変位の時刻歴を示したものである。青線が入力地震動の加速度、橙線が降伏震度、赤線が水平滑動変位を示し、水平滑動変位は、円弧すべりの回転変位を補強土壁つま先での水平方向の変位に換算し、算出している。この条件では、17~25 secに水平滑動変位が増加し、最終的に0.35 m程度変位していることが分かる。

図-7は補強土壁の断面形状に応じた降伏震度とニューマーク法によって算出した水平力不足分の最大値及び水平滑動変位の関係である。図-7上段には降伏震度を、図-7中段及び下段にはそれぞれ、ニューマーク法から求めたすべり土塊下端に作用する水平力不足分の最大

値 F_H と水平滑動変位 δ_H のボックスプロットを示している。ボックスプロットのボックス上下の端部はそれぞれ75%点及び25%点を、ボックス内の実線は50%点を示している。盛土高 H が大きい程又は壁高比 n が小さい程、つまり嵩上げ盛土を有し規模が大きい断面形状である程、降伏震度 k_y は小さくなった。また、すべり土塊下端に作

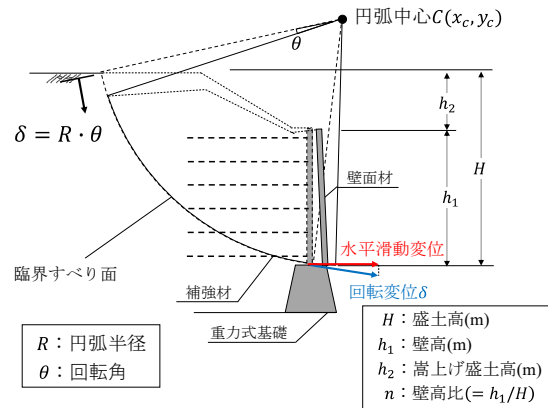


図-4 解析断面概要図

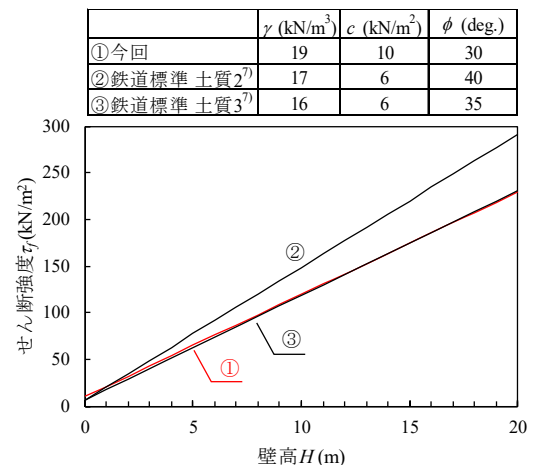


図-5 盛土のせん断強度

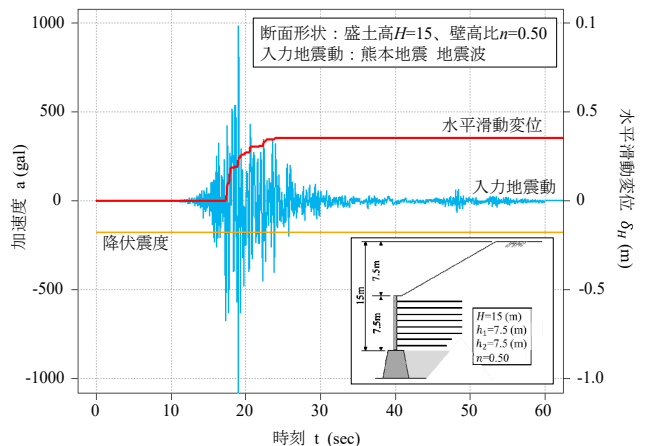


図-6 ニューマーク法による水平滑動変位算出結果
(盛土高: 15m、入力地震動: 熊本地震 地震波)

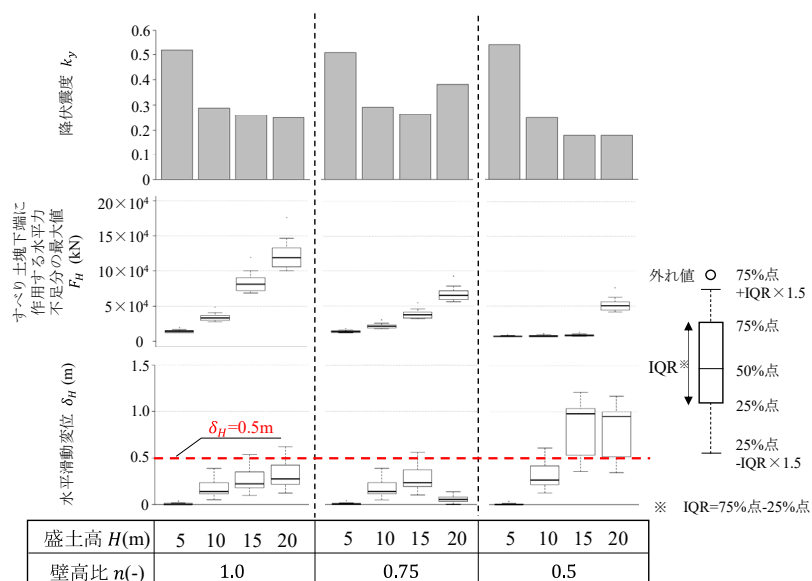


図-7 設計断面形状に応じた降伏震度とすべり土塊下端に作用する水平力及び水平滑動変位の関係

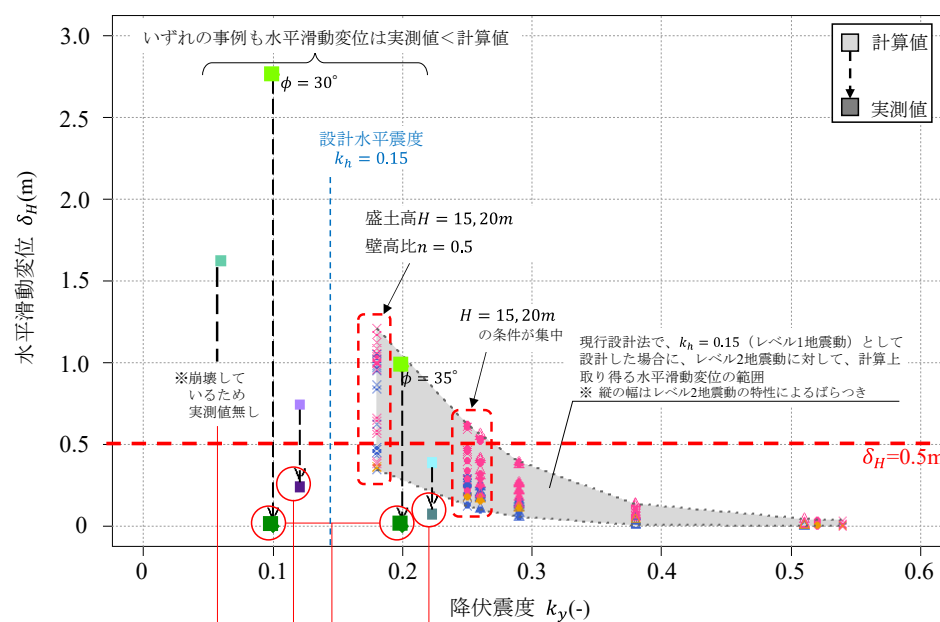
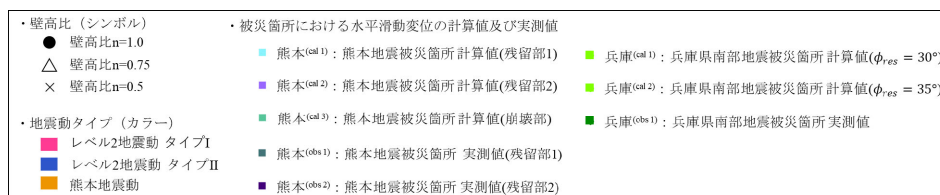


図-8 降伏震度と水平滑動変位の関係

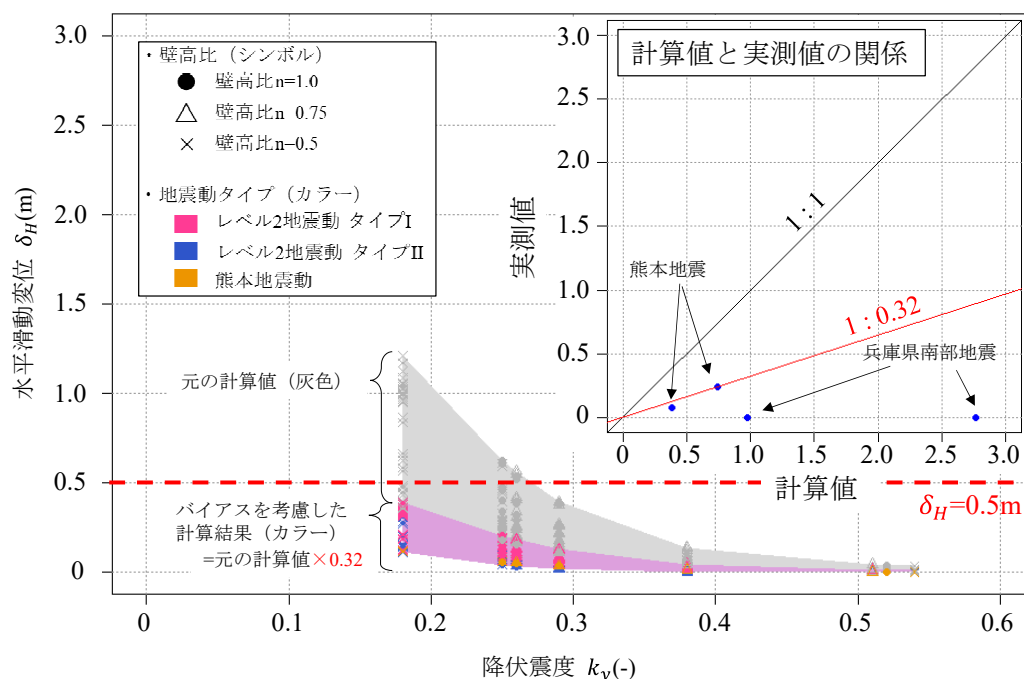


図-9 バイアスで補正した水平滑動変位（バイアス 0.32 で補正した場合）

用する水平力の最大値及び水平滑動変位は、降伏震度 k_y が小さくなるほど大きくなる傾向が得られた。水平力の不足分の最大値 F_H に関しては、最低でも 3000 kN もの大きな荷重が作用することから、重力式基礎天端に突起等の滑動抵抗力を付与する対策（表-1）は、現実的ではないことが分かる。

図-8 には降伏震度 k_y と水平滑動変位 δ_H の関係を示す。ニューマーク法で計算した水平滑動変位 δ_H （以後、特段の断りなく計算値という場合にはこれを意味する。）は凡例のとおり、壁高比毎にシンボルを、地震動毎に色をそれぞれ変えて示している。また、計算値が存する範囲をグレーのハッチングで示したが、これは $k_b = 0.15$ （レベル1地震動）で設計した場合に、この解析で設定したレベル2地震動に対して計算上とりうる降伏震度 k_y と水平滑動変位 δ_H の範囲を表している。また、ベンチマークとして、重力式基礎が用いられていた補強土壁で強い地震動を受けたものの中から、定量的な変位の調査結果が入手できた 2016 年熊本地震²⁾及び 1995 年兵庫県南部地震⁹⁾の事例について、3 か所で実測された残留水平滑動変位も合わせてプロットした。矢印でつながれた四角のプロットは、これらの事例の計算値と実測値の比較を示している。2016 年熊本地震では、佐藤ら²⁾が解析した残存部2か所及び崩壊部における計算値（図-8 の熊本(cal 1)、熊本(cal 2)及び熊本(cal 3)）と実測値（図-8 の熊本(obs 1)、熊本(obs 2)）を比較した。崩壊部では、補強土壁の崩壊

により水平滑動変位の実測値を得ることができないため、計算値のみ（図-8 の熊本(cal 3)）をプロットしている。1995 年兵庫県南部地震では、強い地震動は受けたものの補強土壁の滑動は確認されなかった（水平滑動変位の実測値は 0）箇所の計算値（図-8 の兵庫(cal 1)及び兵庫(cal 2)）と実測値（図-8 の兵庫(obs 1)）を比較した。なお、当該補強土壁における盛土材の土質試験結果が収集できず、盛土材の強度定数が不明であったため、ここでは便宜的に土の単位体積重量及び粘着力をそれぞれ、 $\gamma = 19.0$ (g/cm³)、 $c = 10$ (kN/m²)と仮定し、土のせん断抵抗角は2種類 ($\phi = 30, 35^\circ$) で、計算値を算出している。試設計断面における計算値のプロットでは、降伏震度は最小でも $k_y = 0.18$ となった。また、計算値及び計算値のばらつきは降伏震度 $k_y = 0.30$ 以下で増加する傾向がみられた。さらに、降伏震度 $k_y = 0.30$ 以下のプロット群に着目すると、水平滑動変位 δ_H が大きい図-8 の赤の破線で囲まれたプロット群はいずれも盛土高 $H = 15, 20$ (m) の条件が集中しており、中でも壁高比 $n = 0.50$ の条件は水平滑動変位が最も大きくなっている。一方、被災事例における計算値と実測値のプロットに着目すると、すべてにおいて実測値が計算値を大幅に下回っており、概ね実測値は計算値の半分程度以下となっている。また、実測値は試設計断面における計算値の 95% 非超過範囲の下限値を下回っていることから、ニューマーク法における計算値は過度に安全側に評価する傾向があり、実測値及び計算値の

バイアス（実測値 / 計算値）は非常に大きいことが判断できる。このバイアスはニューマーク法におけるモデル化誤差に起因していると考えられる。ニューマーク法では、盛土材の強度定数の感度が高く、これがバイアスが大きくなった原因であると予想される。

図-9 には、降伏震度 k_y とバイアスで補正した試設計断面における計算値をプロットしている。ここでは、バイアスは熊本地震における被災事例の計算値と実測値の比（バイアスは 0.32）、計算値の補正値は、元の計算値にバイアス 0.32 を乗じた値と定義し、このバイアスを考慮すれば、水平滑動変位の分布は、元の計算値（灰色）から補正値（カラー）となる。すなわち、設計水平震度 $k_h = 0.15$ で設計していれば、水平滑動変位は全てのケースで 0.5 m 以下となる。

したがって、重力式基礎等を適用する際に、補強土壁が滑動してもすべり落ちないように重力式基礎の肩と壁面材の間の余裕幅を大きくとる対策を講じる場合の必要な余裕幅の値は、少なくとも次の①から③のすべてを満足する場合には、0.5 m が 1 つの目安となると考えられる。

- ① 補強土壁に先行して重力式基礎が不安定化することがないように、重力式基礎を岩盤等の硬固な地盤に確実に支持させる。
- ② 補強土壁の盛土材には砂質土相当以上の材料を使用し、これを入念に締め固める。
- ③ 道路土工—擁壁工指針に従って、補強土壁の内的安定及び外的安定について地震時の照査を満足する。

4. まとめ

本研究では、重力式基礎上における補強土壁の地震動の作用に対するすべり落ち対策手法として、重力式基礎の肩と壁面材の間に十分な余裕幅を確保する手法に着目し、盛土高さ等の条件を段階的に変更した系統的な試設計断面及び被災事例に対して円弧すべりを仮定したニューマーク法による補強土壁の水平滑動変位を算出し、必要となる余裕幅を検討した。本検討の範囲で得られた知見を以下に示す。

- ・ニューマーク法から求めたすべり土塊下端に作用する水平力不足分の最大値 F_H は、3000 kN を上回る荷重が作用する解析結果を得たことから、重力式基礎天端に突起等の滑動抵抗力を付与する対策は、現実的ではない可能性があることが示された。
- ・盛土高 H が大きい程又は壁高比 n が小さい程、降伏震度 k_y は小さくなり、水平滑動変位 δ_H 及びその地震

動特性によるばらつきは大きくなった。また、その傾向は降伏震度 $k_y = 0.30$ 以下で顕著になった。

- ・2016 年熊本地震及び 1995 年兵庫県南部地震で被災した重力式基礎上の補強土壁を取り上げ、計算値と実測値を比較した結果、いずれの実測値も計算値を大幅に下回る結果が得られ、計算値は過度に安全側に評価する結果が得られた。
- ・熊本地震の被災事例を参考に、バイアスを 0.32 とすると、全てのケースにおいて水平滑動変位は 0.5 m 以下となることから、本解析の前提条件を満足すれば、すべり落ち対策として重力式基礎の肩と壁面材の間に必要となる余裕幅は、0.5 m が目安となると考えられる。ただし、その場合には、少なくとも次の①～③が前提となる

- ① 補強土壁に先行して重力式基礎が不安定化することがないように、重力式基礎を岩盤等の硬固な地盤に確実に支持させる。
- ② 補強土壁の盛土材には砂質土相当以上の材料を使用し、これを入念に締め固める。
- ③ 道路土工—擁壁工指針に従って、補強土壁の内的安定及び外的安定について地震時の照査を満足する。

令和 3 年度は、同様の変状が認められた事例の収集を試み、これが認められれば本手法の適用性を検証し、手法の信頼性を高める予定である。

参考文献

- 1) 道路土工—擁壁工指針：公益社団法人日本道路協会、2012
- 2) 佐藤登、澤松俊寿、藤田智弘、新田武彦、宮武裕昭：2016 年熊本地震で被災した補強土壁における変状要因の分析、第 61 回地盤工学シンポジウム、pp37-44、2018
- 3) 第 5 回道路技術小委員会配付資料【資料 2】道路土工構造物の被災状況のとりまとめ、国土交通省 HP (https://www.mlit.go.jp/policy/shingikai/road01_sg_000303.html)、2020/3/18 アクセス
- 4) 道路土工構造物技術基準；国土交通省 HP (<http://www.mlit.go.jp/road/sign/kijyun/bunya02.html>)、2020/3/18 アクセス
- 5) 吉村辰朗、福田直三、末次大輔、佐原邦明、佐藤秀文、平江文武、2016 年熊本地震で崩壊した補強土壁の詳細調査（その 1）- γ 線探査 -、第 53 回地盤工学研究発表会概要集 pp.1545-1546、2018
- 6) 道路土工—盛土工指針、公益社団法人日本道路協会、2010
- 7) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説—土

構造物[平成 25 年改編]、pp.56-58, 2013

- 8) 道路橋示方書・同解説V耐震設計編、公益社団法人日本道路協会、2017
- 9) 兵庫県南部地震テールアルメ盛土調査報告書、一般社団法人日本テールアルメ協会 HP
(<http://www.japan-ta.com/tecdoc.html>)、2020/3/18 アクセス

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

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

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動チーム）

研究担当者：佐々木 哲也、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検討に向け、カルバートの変状の把握とその要因の分析、フォルトツリーの作成と見直しを継続してきた。変状が確認された部材・部位は多岐にわたり、材料的要因（コンクリートの特性や継手部材の劣化等）が考えられる変状、構造的要因（カルバートへの外力の作用）が考えられる変状ともに見られた。構造的要因のうち偏土圧の影響については、変状事例を参考に各部材の応力度照査を試行した結果、側壁で鉄筋やコンクリートの許容応力度に対して比較的余裕があることと、水平方向の顕著なひびわれが見られないことは概ね整合した。左右の水平土圧の差によっては頂版の最大応力やその発生位置が若干変わることを確認した。また、継手の開きが見られたカルバートを例に、現地での追加の地質調査と縦断方向の試算を行った結果、カルバートが前後区間の拡張盛土の沈下に引き込まれる挙動をしたことが考えられ、これを考慮した計算手法の必要性が確認された。

キーワード：カルバート、偏土圧、応力度照査、盛土の沈下、継手の開き

1. はじめに

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

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

令和元年度からは、事例を参考に偏土圧等を作用させた場合のカルバートの各部材の応力度を試算し、活荷重および偏土圧の影響による各部材への影響について確認している。

令和 2 年度は、「シェッド、大型カルバート等定期点検要領」^{2) 3)}に基づく定期点検の 2 巡目の 1 年目の点検結果と同一のカルバートの 1 巡目の点検結果の比較を行い、変状の進展状況について確認している。また、事例を参考に、

継手の開きについて、弾性床土上の梁としての試算を行って再現を試みるとともに、計算方法の課題を整理した。

2. カルバートの変状に関する事例整理

カルバートの変状事例について、カルバート毎に以下の項目について確認、整理した。各項目の確認は、資料からの読み取りまたは類推を基本とした。微地形区分は、防災科学技術研究所の J-SHIS⁴⁾（地震ハザードステーション）マップ上で確認した。斜角や土かぶりがない一部の事例では、Google Earth 上での判別も用いた。

- 1) 構造物名
- 2) 施設種別
- 3) 所在地の緯度・経度
- 4) 微地形区分
- 5) 構造形式
- 6) 形状
- 7) 内空断面寸法
- 8) 全長
- 9) 土かぶり
- 10) 斜角
- 11) 上部道路盛土ののり面勾配
- 12) 補強土壁上の盛土への該当の有無
- 13) カルバート坑口の構造
- 14) 基礎形式

- 15) 基礎地盤の改良状況
- 16) 設計法
- 17) 変状に対する措置の有無
- 18) 変状の進展可能性
- 19) 供用開始時期
- 20) 変状
- 21) 設計・施工上注意を要する立地条件への該当の有無
- 22) 変状の要因

対象とした変状事例は、平成 28 年度に 110 事例、平成 29 年度に 20 事例、平成 30 年度に 40 事例、令和元年度に 90 事例で、それぞれ以下のとおりである。

(平成 28 年度対象事例)

- ・過去の技術相談案件から 9 事例
- ・「シェッド、大型カルバート等定期点検要領」(平成 26 年 6 月)⁵⁾⁶⁾に基づく定期点検(以下、定期点検)で判定区分Ⅲ(早期措置段階)以上が報告された 101 事例

(101 事例の内訳)

国土交通省・平成 26 年度：21 事例

国土交通省・平成 27 年度：23 事例

地方自治体・平成 27 年度：57 事例

(平成 29 年度対象事例)

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

(平成 30 年度対象事例)

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

(令和元年度対象事例)

- ・平成 30 年度の定期点検で判定区分Ⅲ(早期措置段階)以上が報告された 20 事例(うち、国土交通省：20 事例、地方自治体：70 事例)

定期点検結果の事例は、平成 26 年度から平成 30 年度の定期点検⁷⁾で判定区分Ⅲ(早期措置段階)以上が報告された中から、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。判定区分Ⅲ以上の全体数に対する対象事例数(対象とした事例数/判定区分Ⅲ以上の構造物の全体数)は、国土交通省・平成 26 年度、国土交通省・平成 27 年度、地方公共団体・平成 27 年度、国土交通省・平成 28 年度、国土交通省・平成 29 年度、地方公共団体・平成 29 年度、国土交通省・平成 30 年度、地方公共団体・平成 30 年度でそれぞれ、21/22、23/45、57/77、20/25、27/29、13/47、20/30、70/78 で、平成 26 年度から 30 年度の定期点検 1 巡目の点検結果について概ねの傾向は捉えることが可能と考えられた。

3. 分析対象のカルバートの主要諸元

まず、令和元年度までに対象とした 260 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、対象 260 事例中での該当割合(%)”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 92%と大部分を占めていた。次にプレキャストアーチカルバートが多く、他にはプレキャストボックスカルバートや場所打ちアーチカルバートがあった。特殊な構造としては、底版がなく露頭した岩に直接 RC 部材でボックスを構築しているものもあった。

単連または多連の別(図-1(b))では、単連が 69%、2 連 1 層が 21%でこれらが 90%を占めた。3 連 1 層や 4 連 1 層のものも見られており、アンダーパスや道路横断カルバートとして、上下線方向にそれぞれ車道と歩道が設けられ、上下線や車道と歩道の間が中壁または中柱で区切られたものであった。

坑口形状(図-1(c))については、両坑口とも両側にウイングがあるものが 58%、両坑口とも両側が擁壁に接続しているものが 12%で、これらのいずれかのものが 70%程度を占めた。

設計法(図-1(d))は、カルバートの設計に関する指針やマニュアル類で、当該カルバートの設計で参照したと推定されるものについてまとめている。供用開始年度等が不明なため「推定不可」としたものが全体の 29%を占めるが、その多くは資料中の写真の様子からも、古い構造物で建設や供用開始当時の情報が残っていないものと考えられた。ヒンジ式アーチカルバートのような近年開発された工法のものについては独自のマニュアル、それ以外については、設計当時の最新の道路土工指針に基づいていると考えられる。最も古い昭和 31 年 11 月の「道路土工指針」から平成 22 年 3 月発刊で現行の「道路土工一カルバート工指針(平成 21 年度版)」まで幅広く分布しており、比較的新しい構造物にも変状が見られる。

延長(図-1(e))については、15m 以上 50m 未満が 59%を占めた。場所打ちボックスカルバートでは一般に継手間隔は 10~15m 程度であり、1、2 箇所程度の継手を有する事例が多かった。300m を超える長いものもあるが、多くがアンダーパスであった。

基礎形式(図-1(f))では、点検調書等から読み取りや推定できたものは全体の 29%であったが、その中の大部分が直接基礎であった。

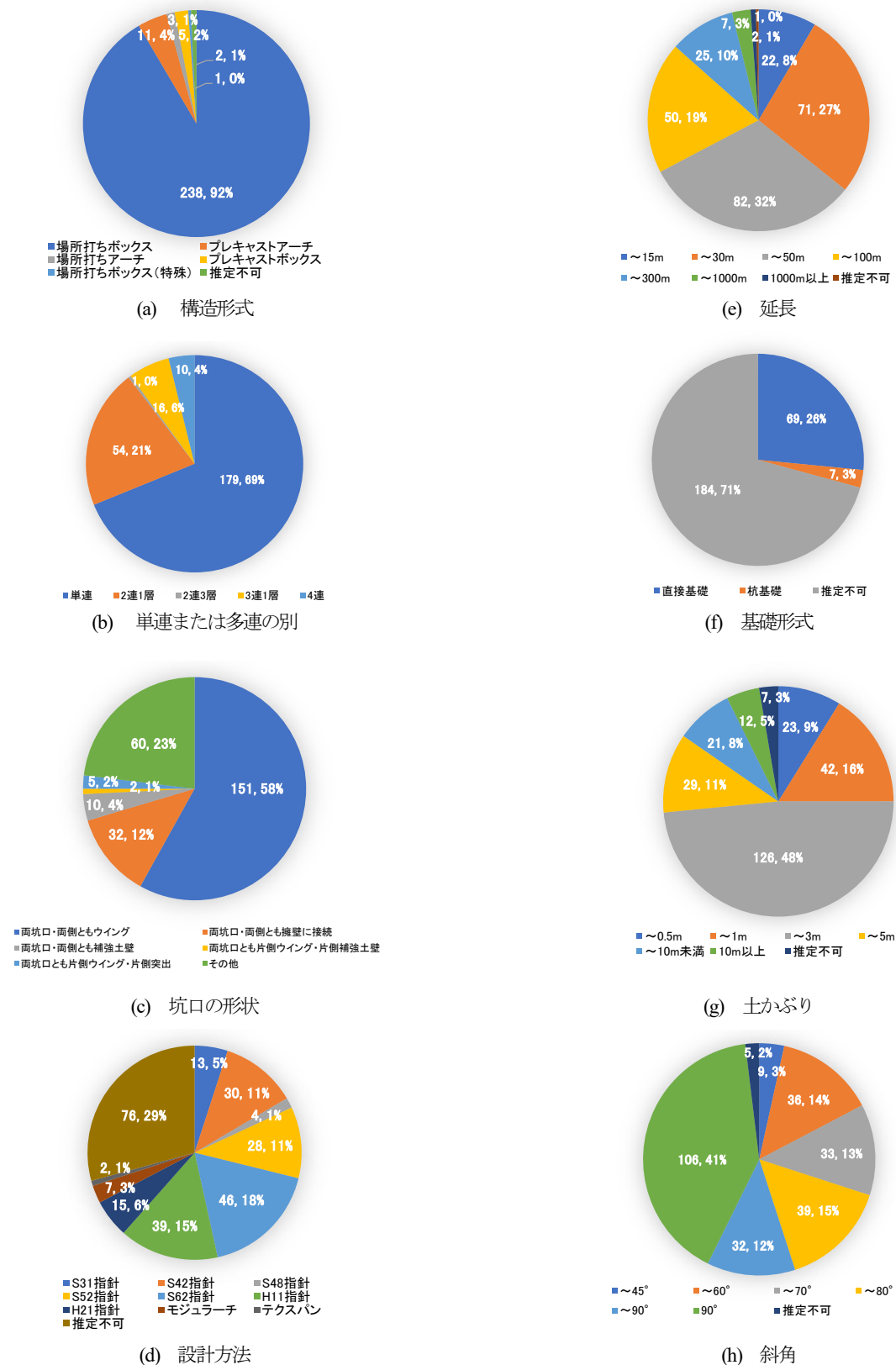


図-1 対象事例の主要諸元

土かぶり（図-1(g)）は、「カルバート上面から路面までの高さ」として、「道路土工カルバート工指針（平成21年度版）」⁹⁾でも定義され、カルバートの設計上重要な指標となる。対象事例の範囲では0.5m以上3m未満が64%を占めたが、0.5mに満たないものから10m以上まで幅広く分布した。

斜角（図-1(h)）は、カルバートと上部道路の中心軸が交わった時の鋭角の大きさで、両者が直交すれば90°、平行になれば0°となる。一般に直交する（斜角90°）のが構造上望ましいが、小さな斜角で交わらざるを得ない場合もあり、その際に偏土圧の影響を受けることがある。全体の41%は斜角が90°であったが、それよりも小さな斜角のものが57%あり、45°に満たない小さなものも見られた。

4. 変状とその要因の傾向

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

多く見られた変状を順に並べると表-1 のようになる。表-1 の件数および割合は、令和元年度までに対象とした計260のカルバートのうち、各変状が確認された件数および割合であり、1つのカルバートで複数の変状が同時に見られていることがほとんどである。頂版と側壁の両方にひびわれが見られたものが多く、継手部材の劣化・破損、コンクリートの剥離や鉄筋露出、遊離石灰等も多く見られている。

また、カルバートの設計・施工上注意を要する立地条件、推定される変状要因について、表-2、表-3に該当が多い順に示す。表-2、表-3の件数および割合も、対象とした260のカルバートのうち、各事項に該当する件数および割合である。1つのカルバートで複数の事項に該当する場合は、それぞれの事項の件数に含まれている。

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

・斜角：Google Earth 上での判別、点検調書の変状図に示されたカルバート坑口の形状をもとに推定

・寒冷地：所在地が（公社）雪センターのHPの積雪寒冷地域の地図⁹⁾または国土交通省北陸雪害対策技術センターの「雪国 日本」に示される「日本の積雪寒冷地域」¹⁰⁾で寒冷地に該当することの確認。対象事例の範囲では、北海道、東北地方、北陸地方のほか、山梨県、長野県で該当があった。

・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」¹¹⁾、¹²⁾および「道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋・コンクリート部材編」¹³⁾、¹⁴⁾の塩害の影響地域に含まれることの確認

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

・コンクリート材料に起因する要因：コンクリートの強度発現機構や材料特性に起因する変状（温度応力ひびわれ、乾燥収縮ひびわれ）、鉄筋かぶり不足が考えられる変状（コンクリートのうき・剥離・鉄筋露出等）、コンクリート打設不良と考えられる変状（ジャンカ、打継ぎ目の不良等）など

・継手部材の経年劣化：継手部材に経年劣化と考えられる変色や傷が見られたもの

・活荷重の影響：カルバート頂版の中央部に縦断方向のひびわれが多数見られたもので、土かぶりが概ね2.5m以下のもの

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

表-1 確認された変状形態と該当割合

変状形態	該当件数（割合）
頂版のひびわれ	215 (82.7%)
側壁のひびわれ	185 (71.2%)
頂版の剥離・鉄筋露出	140 (53.8%)
頂版の漏水・遊離石灰	131 (50.4%)
ウイングのひびわれ・剥離	122 (46.9%)
側壁の漏水・遊離石灰	118 (45.4%)
継手部材の劣化・破損	116 (44.6%)
側壁の剥離・鉄筋露出	115 (44.2%)
錆汁	83 (31.9%)
継手部の開き・ずれ	62 (23.8%)
内空道路の亀裂・段差	61 (23.5%)
カルバート内空への土砂の流入・水溜り	56 (21.5%)
継手部のずれ（水平方向）	48 (18.5%)
カルバートブロックの水平変位	37 (14.2%)
排水施設の不具合	35 (13.5%)
土砂の堆積	33 (12.7%)
カルバートブロックの不同沈下	32 (12.3%)
カルバートブロック間の段差	21 (8.1%)
継手部のずれ（鉛直方向）	19 (7.3%)
上部道路の亀裂・段差	17 (6.5%)
ウイング取付部の開き	12 (4.6%)
ウイングの水平変位	11 (4.2%)
頂版・側壁の傾斜	7 (2.7%)
ウイングの鉛直変位	3 (1.2%)

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)	149 (57.3%)
軟弱地盤	129 (49.6%)
寒冷地	114 (43.8%)
集水地	95 (36.5%)
傾斜地盤	86 (33.1%)
塩害影響地域	21 (8.1%)
土かぶりが 0.5m 未満または 10m 超	19 (7.3%)

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	252 (96.9%)
継手部材の経年劣化	106 (40.8%)
活荷重の影響	77 (29.6%)
盛土の変形	64 (24.6%)
基礎地盤沈下	51 (19.6%)
偏土圧の影響	33 (12.7%)
塩分の飛来	29 (11.2%)
上載土圧の影響	18 (6.9%)
凍上	10 (3.8%)
洗掘	5 (1.9%)

・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

・偏土圧の影響：カルバート片側に集中して縦断方向のひびわれが見られたもの

・塩分の飛来：塩害の影響地域に該当するものの他、内空道路面に凍結防止剤を使用していることが想定されるカルバートで、内空の附属物の鋼材の腐食が見られ、飛来塩分の影響を受けたことが考えられるもの

・上載土圧の影響：カルバート頂版の中央部に縦断方向のひびわれが多数見られたもので、土かぶりが概ね 7m 以上のもの

・凍上：寒冷地で上部道路面全体にわたり幅の大きなひびわれが見られたもの

・洗掘：水路カルバート坑口付近の基礎地盤が水の流れて侵食され、底版直下に空洞が広がったもの

立地条件については、表-2 より、1 つのカルバートで複数の条件に該当する場合もあるが、過半数が何らかの注意を要する条件であったことがわかる。

変状要因については、表-3 より、9 割以上のカルバートでコンクリート材料に起因する要因での変状が見られた。これに次いで、継手部材の経年劣化、活荷重や盛土の変形が要因の変状が見られたカルバートが多かった。

5. 各部材・各部位の変状と要因

部材や部位毎に主に以下のような変状が見られた。それぞれ、点検調書や技術相談資料にある写真やスケッチ等から確認される特徴、推定される要因、当該変状が多く見ら

れた条件（立地、供用開始時期等）の関係を整理する。

5. 1 頂版のひびわれ

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

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

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

その他、斜角が 90 度未満のカルバート、上部道路と直交していてもカルバート坑口の形状が対称形でないカルバート等では、ひびわれがカルバートの片側に集中しているのが見られた（図-2(b)）。これについては、偏土圧が影響していると考えられる。

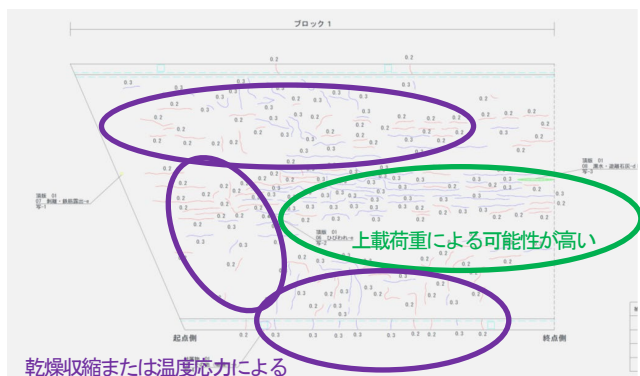
頂版には上述のように特徴の異なる複数のひびわれが同時に生じていることも多く、発生要因の適切な推定が必要である。

5. 2 側壁のひびわれ

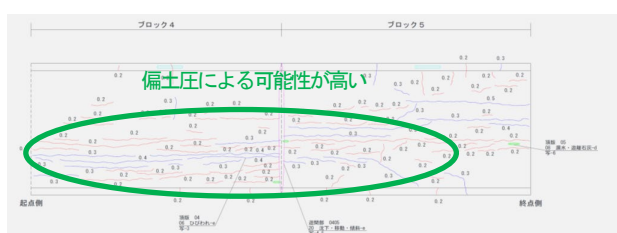
側壁のひびわれについては、底版から立ち上がる、または頂版から下に向かう鉛直ひびわれで、数 10cm ないし 2 ～ 3m 程度の間隔で発生したものが多かった（写真-2 および図-3）。これらは、温度応力または乾燥収縮によるひびわれと考えられた。

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

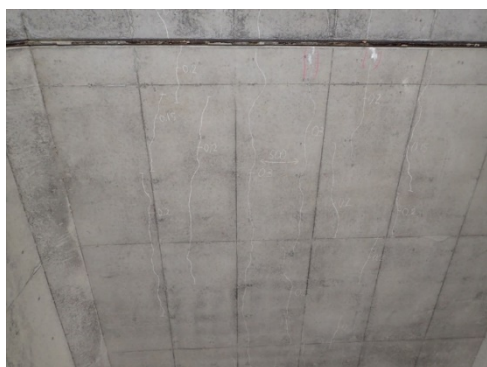
側壁のひびわれは、温度応力や乾燥収縮のようなコンクリートの材料特性に起因するものか、施工条件や供用後に受けた荷重によるもので、部材やカルバートの耐久性への影響が異なると考えられるため、発生要因の適切な推定が必要である。



(a) 上載荷重によるひびわれおよび
乾燥収縮または温度応力によるひびわれ



(b) 横断方向片側に集中したひびわれ
図-2 頂版のひびわれの例



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



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



写真-2 側壁の鉛直方向ひびわれの例

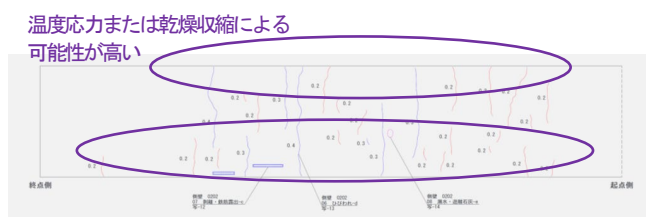


図-3 側壁のひびわれの例

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

5. 4 材料劣化に伴うコンクリート部材の変状

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

こうしたコンクリート部材の変状は、ひびわれから派生したものや、5.5に後述する継手部の変状から進展したもの、つまり、変状した継手部からの常時や多量の漏水の影



(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-4 コンクリート自体の変状の例

響で、遊離石灰、うきや剥離が生じたものもあった。ひびわれや継手部の変状が、うき・剥離、鉄筋腐食等、利用者被害や耐荷力不足のおそれがある状態へ進展することがないか、経過観察が必要である。

5. 5 カルバート継手部の変状

継手部の変状も多く見られた。写真-5(a)のように、継手部に用いられる止水材の破損やそこからの漏水として確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-5(b))。漏水とともに炭酸カルシウムと考えられる白い塊が継手部付近に浮き出て見え、点検調書上で「遊離石灰」と報告された事例も多かった(写真-5(c))。継手部からの漏水の著しい寒冷地のカルバートにおいては、冬季に漏水が凍結して大きな氷柱を生じた例も見られた(写真-5(d))。

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

このように継手部の変状の現れ方は多様であるが、大きくは部材の劣化・破損のみのものと、継手部の開き・ずれを伴うものに分けられる。前者の要因には止水材の経年劣化が考えられる。対象事例の範囲でも、経年劣化による変状が見られたのは供用開始年の新しいものでも2006年頃と10年以上が経過し、継手部について補修歴がないと考えられるものであった。後者の要因としては、基礎地盤の沈下やそれに伴うカルバートブロックの沈下、盛土の変形に伴うカルバートブロックの変位などが考えられた。

5. 6 ウイング取付部の変状

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

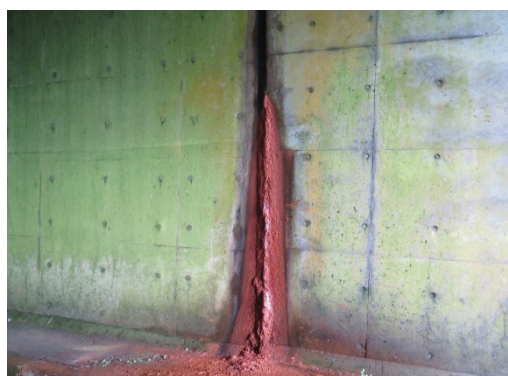
これらの変状は5.5に示した継手部の変状とも類似しており、止水材の劣化・破損のみの場合は止水材の経年劣化が考えられる。一方、取付部のずれ・開きを伴う場合は、基礎地盤の沈下やそれに伴うウイングの沈下、盛土の変形に伴うウイングの変位などが考えられた。



(a) 継手部材の劣化と漏水



(a) 止水材の劣化・破損および水の流出



(b) 継手部からの土砂の流入



(b) カルバートとウイングの表面の段差



(c) 炭酸カルシウムが浮き出た例



(c) 盛土とウイングの隙間



(d) 頂版継手部の氷柱

写真-5 継手部からの水や土砂の流入の例

写真-6 ウイング取付部の変状の例

5. 7 排水施設の不具合

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

導水工の破損には、部材の経年劣化や供用後に受けた衝突等の荷重により損傷や変形したと考えられるものが見られた。また、継手部材と同様にカルバートブロック間に設けられる場合も多いため、取付が適切でなかった、ある

いはカルバートブロックの沈下や変位に追従できなかったと考えられる部分から漏水が見られた事例もあった。導水工前後のカルバートブロックの沈下や変位に伴う漏水の要因としては、基礎地盤の沈下や盛土の変形が考えられた。

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



(a) 導水工の破損による漏水



(b) 排水溝の土砂詰まり

写真-7 排水施設の不具合

5. 8 底版の変状

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

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



写真-8 底板直下の洗掘による空洞

5. 9 内空道路面の変状

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

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

全体に生じたものについては、凍結融解が要因と考えられた（写真-9(b)）。舗装面の亀裂と併せて、凍結融解に備えて内空道路面に散布される凍結防止剤の塩分により、照明器具等の付属物の取付部が腐食しているのが見られる場合もあり、利用者被害防止の観点からも注意を要すると考えられた。

局所的、不規則なものについては、舗装材の劣化によるものと考えられた。

5. 10 上部道路面の変状

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

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



(a) 継手位置に沿った亀裂・段差



(b) 凍結融解によると考えられる亀裂

写真-9 内空道路面の亀裂・段差



(a) カルバートと盛土の境界に沿った亀裂



(b) 上部道路縦断方向も含む亀裂

写真-10 上部道路面の亀裂・段差

5. 11 新形式のカルバートの変状

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

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

新形式のカルバートでは、多数のブロックが連結や接合された箇所が多く、盛土の変形や基礎地盤の沈下の影響を受けて開きや段差の発生、隣接するブロック同士が引き合い欠損の発生も想定される。内空への水や土砂の流入、ブロックの強度不足等への進展可能性がある変状の起こりやすい箇所が多いといえるので、見逃さず、適切な措置に



(a) ヒンジ式アーチカルバート側壁のひびわれの例



(b) ヒンジ式アーチカルバートウイングのひびわれの例

写真-11 新形式カルバートの変状の例

つなげる必要が考えられる。

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

6. カルバート変状に関するフォルトツリー（変状までの部分）

平成29年度にカルバートの各種変状形態と要因、素因の関係をまとめたフォルトツリーを作成したが、その後も変状事例分析の対象事例追加を踏まえ、妥当性の確認を行った。以下に示す各フォルトツリーは、この結果を反映したもので、定期点検1巡目を通した状況を概ね踏まえたものといえる。

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

ここでのフォルトツリーでは、図-4のように、素因を背景に、各種変状の要因となる作用や現象が起こり、変状が発生、進展した場合の機能への影響に至るまでの経路を整理した。各部材・部位の変状が進展しても、耐久性低下や利用者被害は懸念されるが、必ずしも機能喪失には至らない場合も考えられる。一方、変状の種類によっては、耐久性低下・利用者被害・機能喪失が同時に発生することも、直接または耐久性低下や利用者被害を生じ得る状態を経て機能喪失に至ることも考えられる（図-4）。

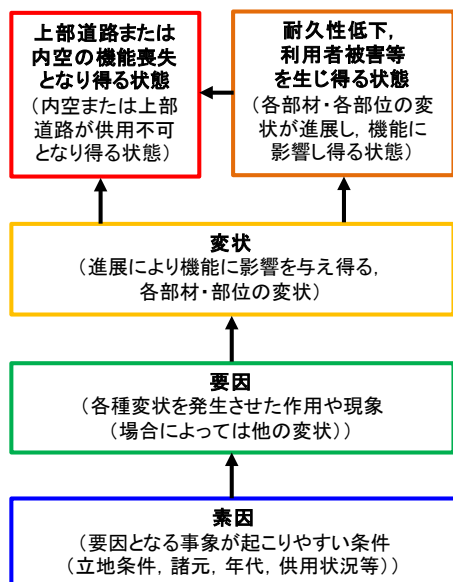


図-4 フォルトツリーイメージ

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

6. 1 コンクリート部材のひびわれ

5. 1 より、頂版のひびわれの要因としては、主に、乾燥収縮、温度応力、活荷重、上載土圧、偏土圧が考えられる。

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

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

偏土圧が疑われるひびわれは、斜角を有する、または坑口形状が非対称な立地条件で見られた。偏土圧が疑われた33事例のうち30事例、つまり90.9%が斜角を有しており、斜角を有する割合は全260事例中の斜角を有する割合（57.3%）に比べて約1.6倍となった。

また、偏土圧が疑われた33事例のうち19事例、つまり57.6%が傾斜地盤に設置されており、全260事例中の傾斜地盤に設置される割合（33.1%）に比べると多かった。

5. 2 より、側壁のひびわれの要因として偏土圧や不同沈下が考えられる事例も若干あったが、ほとんどは乾燥収縮または温度応力によるものであると考えられる。これらはコンクリートの強度発現機構によるものである。

5. 3 より、ウイングのひびわれの要因の多くは、乾燥収縮やアルカリ骨材反応であり、コンクリートの強度発現機構や打設条件によるものである。

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

そこで、頂版・側壁・ウイングの各コンクリート部材のひびわれについて、変状経路をまとめたフォルトツリーは図-5のようなものが想定される。ひびわれは、カルバー

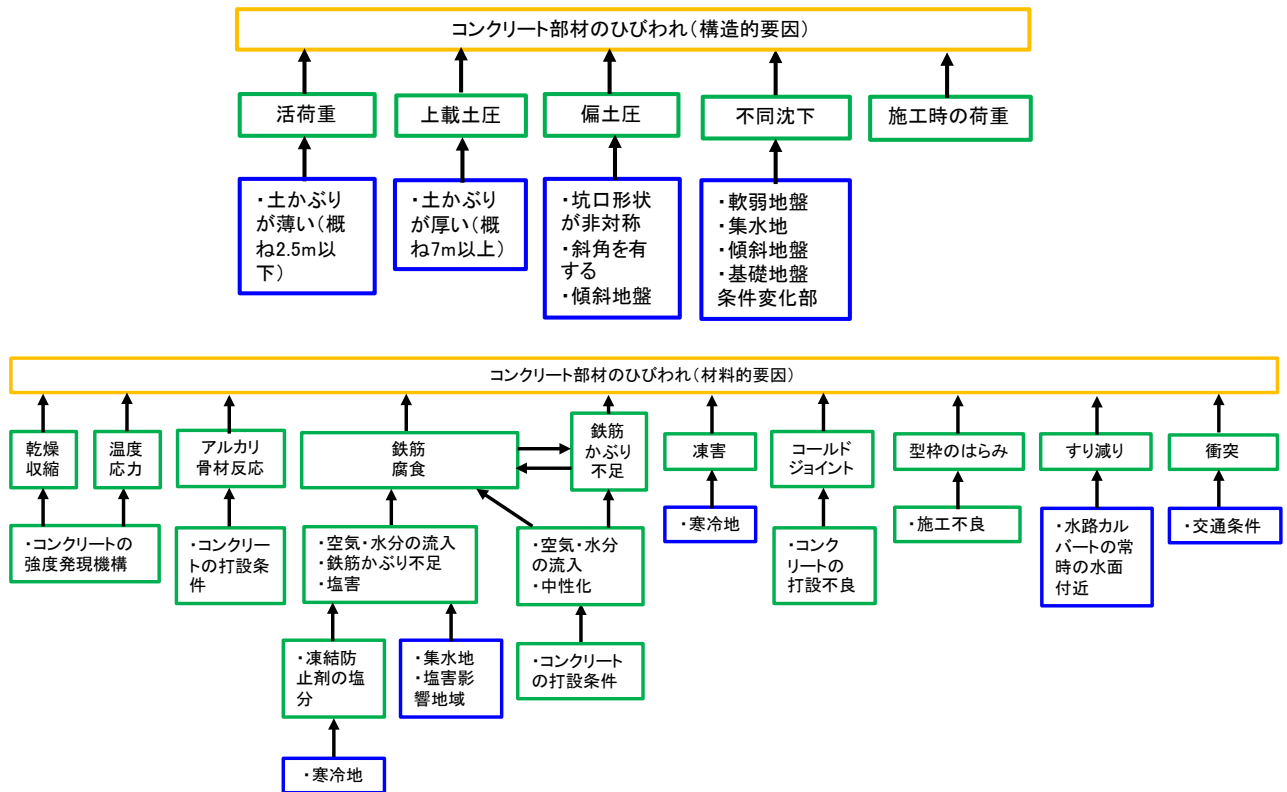


図-5 コンクリート部材ひびわれへの経路

トが偏土圧や盛土の変形のような外力を受ける構造的要因で発生する場合と、コンクリートの強度発現機構や打設不良のような材料的要因で発生する場合があります、図-5 ではこれらを分けて示した。

6. 2 材料劣化に伴うコンクリート部材の変状

5. 4 より、頂版、側壁、ウイングの各コンクリート部材において、ひびわれ以外に見られた漏水、遊離石灰、欠損、うき、剥離、鉄筋露出、錆汁等の各種変状の要因には、コンクリートの打設不良、衝突、鉄筋かぶり不足、鉄筋腐食等が考えられた。これらの各種変状やその要因と考えられる事象は、コンクリートが水に触れやすい環境において促進されると考えられる。

頂版または側壁の漏水・遊離石灰、剥離・鉄筋露出が見

表-4 コンクリート部材の変状と集水地への該当状況

コンクリート部材の変状	集水地への該当 (変状ありの事例中)	集水地への該当 (全体)
頂版の漏水	(53/131) = 40.5%	(95/260) = 36.5%
側壁の漏水	(55/118) = 46.6%	
頂版の剥離	(57/140) = 40.7%	
側壁の剥離	(42/115) = 36.5%	

られた事例のうち集水地に立地する割合は、表-4 に示すとおり、全体での割合に比べて高い。集水地に設置されることでコンクリート部材の変状が進展しやすくなると考えられる。

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

以上より、変状経路は図-6 のように整理される。

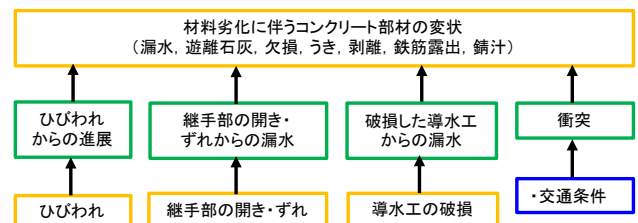


図-6 コンクリート部材の変状への経路

6. 3 カルバート継手部の変状

5. 5 より、継手部の変状には経年劣化による止水部材の劣化・破損のみのものと、開き・ずれを伴い、盛土の変形や基礎地盤の沈下が要因と考えられるものがあった。

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

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

以上より、変状経路は図-7のように整理される。

表-5 軟弱地盤等に立地する割合

	軟弱地盤	集水地	傾斜地盤
盛土の変形が疑われる 65 事例中	40/65 =61.5%	32/65 =49.2%	25/65 =38.5%
基礎地盤の沈下が疑われる 51 事例中	35/51 =68.6%	23/51 =45.1%	13/51 =25.5%
全 260 事例中	129/260 =49.6%	95/260 =36.5%	86/260 =33.1%

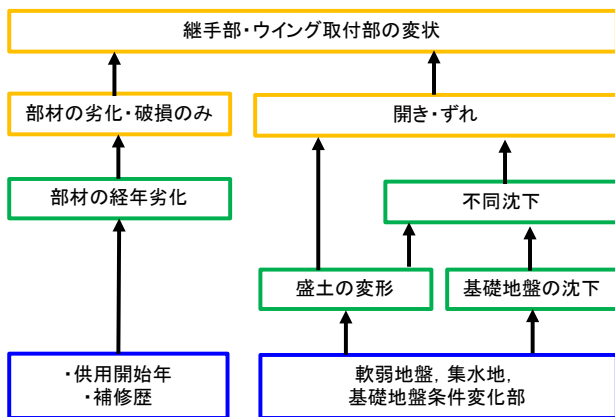


図-7 継手部の変状への経路

6. 4 ウイング取付部の変状

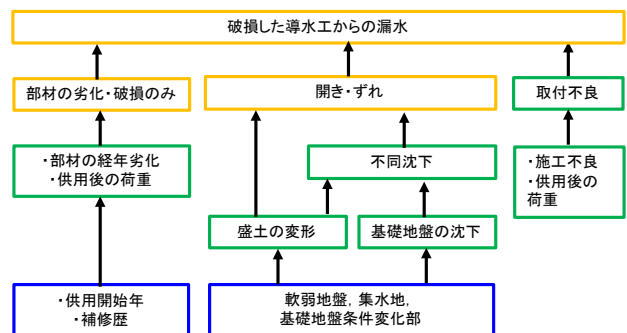
5. 6 より、ウイング取付部の変状は継手部の変状と類似しており、開き・ずれがカルバートブロック間ではなく、カルバートや盛土とウイングの間で生じた状況といえる。

要因として、盛土の変形や基礎地盤の沈下が考えられ、

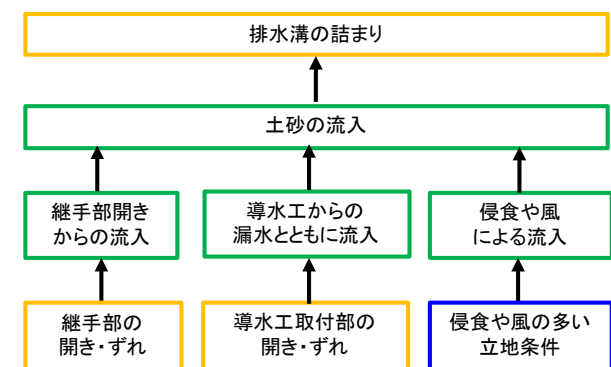
6. 3 で前述のとおり、軟弱地盤や集水地、基礎地盤条件の変化部に該当しやすい。そのため、変状経路はカルバート継手部（図-7）と同様に整理される。

6. 5 排水施設の不具合

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



(a) 導水工の破損による漏水への経路



(b) 排水溝の詰まりへの経路

図-8 排水施設の不具合への経路

6. 6 底版直下の空洞発生

5. 8 に示した、水路カルバート坑口付近の基礎地盤が洗掘を受け、底版直下に空洞ができた5事例は全て集水地に立地し、うち3事例は傾斜地盤の立地していた。対象事例の範囲では水路としての供用を含むカルバートは28事例あったが、そのうち集水地のものが27事例（96.4%）、傾斜地盤のものが13事例（46.4%）であった。集水地や傾斜地盤に立地する割合が、全260事例に対する割合（集水地：36.5%、傾斜地盤：33.1%）に比べると高い。水路カル

バートがその目的から集水地や傾斜地盤といった、洗掘を受けやすい立地条件となる傾向にあったと考えられる。

また、対象とした260事例中では該当がなかったが、不同沈下によって底版直下に空洞が発生することも考えられる。

以上を踏まえ、変状経路は図-9のように整理される。

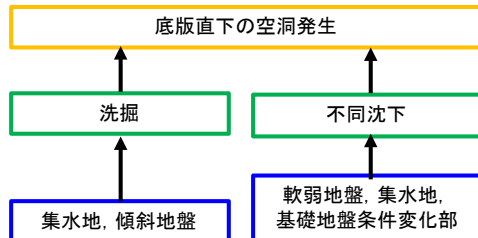


図-9 底版直下の空洞発生への経路

6. 7 内空道路路面の変状

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

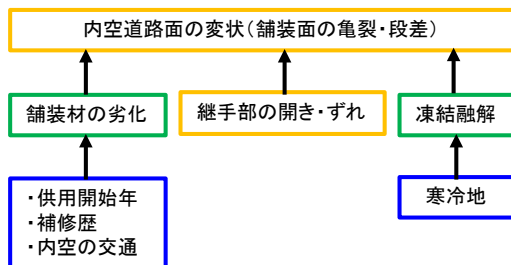


図-10 内空道路路面の変状発生への経路

6. 8 上部道路路面の変状

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

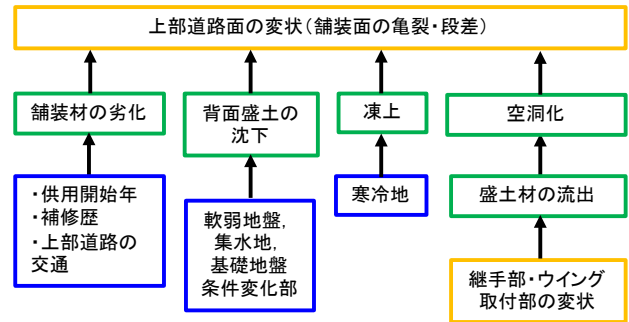


図-11 上部道路路面の変状発生への経路

7. カルバートの変状進展状況の確認

7. 1 対象事例

定期点検2巡目の1年目に当たる令和元年度に定期点検を実施したカルバートについては、1巡目（平成26年度から30年度まで）に実施された定期点検結果との比較により、変状の進展状況を整理した。

ここでは、令和元年度（2巡目の1年目）に定期点検が実施され、かつそれ以前（1巡目）の定期点検のどちらかで判定区分Ⅲ（早期措置段階）以上となったことがあるカルバートで、1巡目と2巡目両方の点検結果の情報が揃ったカルバートを対象とした。対象としたカルバートは計71件で、1巡目→2巡目の判定区分の推移を分類すると、それぞれの件数は以下のとおりである。

1)判定区分Ⅱ（予防保全段階）以下→Ⅲ

国土交通省：13件、地方自治体：10件、計23件

2)判定区分Ⅲ→Ⅲ

国土交通省：14件、地方自治体：12件、計26件

3)判定区分Ⅲ→Ⅱ以下

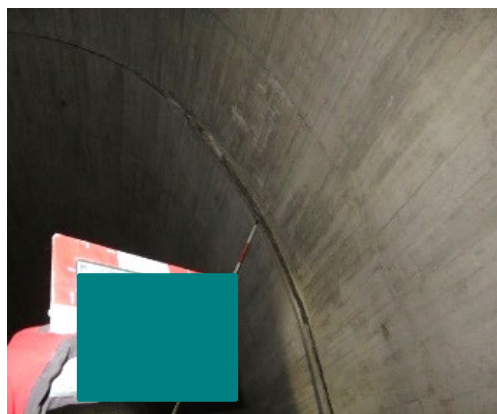
国土交通省：8件、地方自治体：14件、計22件

7. 2 状態の変化の事例

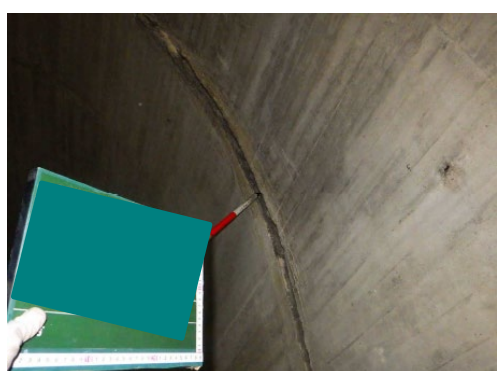
1巡目から2巡目までの状態の変化の代表例を以下に示す。

継手の開き・ずれに関しては、今回対象としたカルバートでは明らかに進展した事例は確認されなかった。写真-12は、継手のずれが見られた例であるが、1巡目と2巡目で継手のずれや周辺のコンクリートの劣化の状況に、違いが見られない。当該カルバートは1960年代に建設されたもので、変状は供用開始から定期点検1巡目までの50年程度の間に発生した後、進展がなかったと推察される。

コンクリート部材の劣化に関しては、進展や新規発生の有無は、箇所毎に異なっていた。写真-13と図-12はそれぞれコンクリート部材劣化の進展や新規発生がなかった場合とあった場合の例である。



(a) 定期点検1 巡目（平成26年度）



(b) 定期点検2 巡目（令和元年度）

写真-12 継手のずれ（進展なし）の例

写真-13 は、コンクリートの漏水・遊離石灰に関する例で、1 巡目と2 巡目で範囲や、周辺の部材の状態に違いが見られない。当該カルバートは1990 年代に建設されたもので、変状は供用開始から定期点検1 巡目までの20 年程度の間に発生し、その後進展がなかったと推察される。

図-12 は、2 巡目の点検結果として1 巡目の点検後に発生した漏水・伝い水が色付きのスケッチで報告された例である。頂版に漏水箇所が生じ、そこを通過して上部道路からの排水が伝ってきたものとして報告されていた。

コンクリートのひびわれに関しては、進展や新規発生が確認された事例は少なかった。図-13 のように、2 巡目のひびわれ状況について、1 巡目から記録されていたひびわれと1 巡目で記録漏れのあったひびわれを線の色で区別して示したスケッチで報告された例があった。

以上のように、2 巡目の1 年目の点検結果と1 巡目の点検結果の比較の限りではあるが、明らかな変状の進展や新規発生が見られた事例はほとんどなく、変状の進展が少ないことから、今後点検作業の効率化が期待できると考えられる。一方で、変状の進展が考えられる報告もあり、主に



(a) 定期点検1 巡目（平成26年度）



(b) 定期点検2 巡目（令和元年度）

写真-13 コンクリートの劣化（進展なし）の例

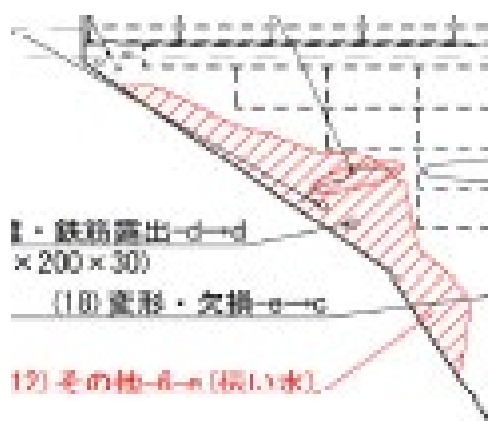


図-12 頂版への漏水・伝い水の新規発生

コンクリート部材の劣化であった。コンクリートの劣化に関しては、うきや剥離に進展して利用者被害に至るのを防ぐ観点から、重点的な点検が必要と考えられる。

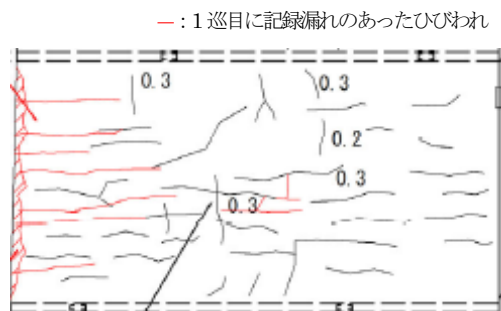


図-13 2 巡目の頂版のひびわれ状況の例

8. 偏土圧がカルバートのひびわれに与える影響

カルバートの変状事例について整理する中で、**5. 1** および **6. 1** でも述べたとおり、頂版の片側に集中した縦断方向ひびわれも比較的多く見られた。こうした事例では、斜角を有する場合や、坑口付近の盛土の形状が非対称である場合など、周辺地盤からカルバートに作用する土圧の分布が非対称となる偏土圧による影響が現れたと考えられた。そこで、偏土圧による影響を確認するため、周辺盛土の形状とひびわれの集中する位置との関係について整理を試みた。

8. 1 縦断方向ひびわれの集中と坑口の形状

頂版の片側に縦断方向ひびわれの集中が見られた事例は、主に斜角を有するカルバートであった。斜角を有するカルバートにおける坑口の形状は、主に上部道路中心線方向と平行となっている形状（図-14）、斜角が小さく、かつ土かぶりが高く片側坑口が盛土のり面から突出している形状（図-15）が見られた。

前者の場合、坑口付近の頂版の先端が鋭角である側に縦断方向ひびわれが集中する傾向であった（図-14）。カルバート本体が斜角を有し左右対称ではないことや、ウイング形状の違いによる左右の水平土圧の違い等が影響している可能性が考えられる。後者の場合、カルバート横断面で見ると、上部道路盛土のり面下の左右の側壁の位置で土かぶり差が生じる。土かぶりが大きくなる側の頂版（図-15 の上側）に、縦断方向ひびわれの若干の集中が見られた（図-15）。

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

8. 2 断面力分布とひびわれの集中の関係

8. 1 より、カルバート頂版の片側に縦断方向ひびわれが集中する状況では、カルバート本体が非対称である影響の他、カルバートの左右で土かぶりや裏込めの範囲が異な

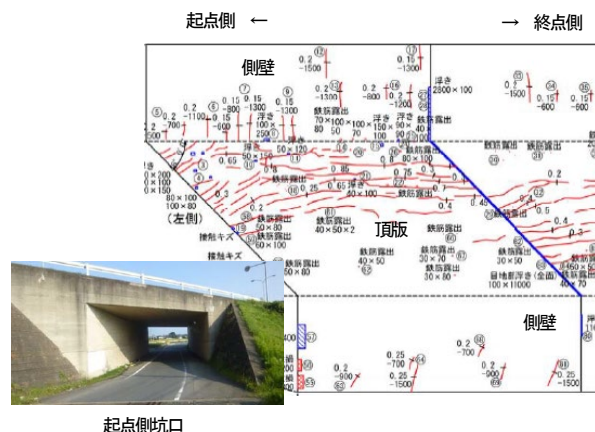


図-14 斜角を有するカルバート（上部道路中心線と平行な形状）

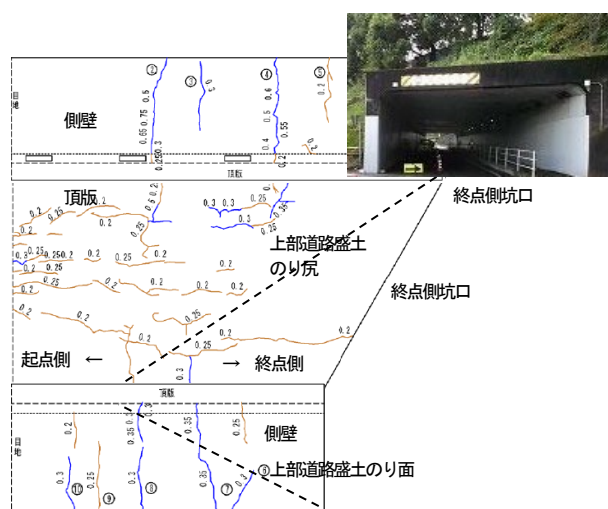


図-15 斜角を有するカルバート（片側坑口が突出した形状）

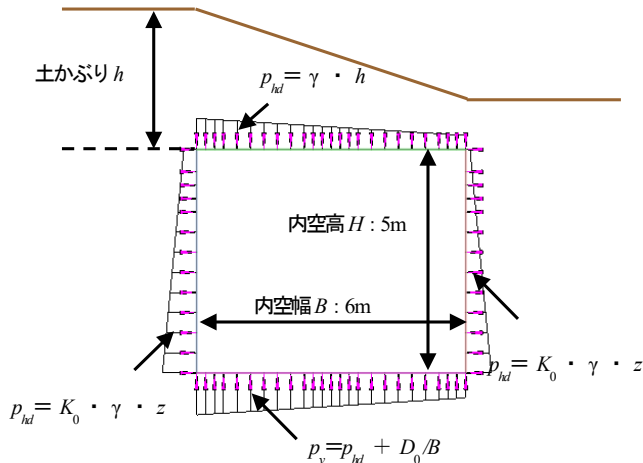
り、カルバートに作用する土圧が非対称であることが影響している可能性が考えられた。

そこで、一般的なボックスカルバートの両側で土かぶりや土圧係数が異なる状況を想定し、簡易な試算で求めた各部材に作用する曲げモーメント分布と、**8. 1** の事例でひびわれの集中した位置との関係を確認した。

試算では、内空幅 6m、内空高 5m の一連ボックスカルバートを例に、表-7 に示す諸元を考慮して各部材に生じる曲げモーメントの分布を求めた。断面両側の土かぶりおよび土圧係数が等しく、周辺盛土からの荷重分布が対称である場合を基本に、断面の両側で土かぶりや土圧係数が異なることにより図-16 の例のように周辺盛土からの荷重分布が非対称となる場合を想定して、各部材に生じる曲げモーメント分布の相対的な違いに着目した。曲げモーメントはカルバート内空側に引張を生じさせる方向を正とした。

表-7 試算で考慮した諸元

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



p_{hd} : 上載土による鉛直土圧 (kN/m²)

γ : 土の単位体積重量

p_{hd} : 地表面からの深さ z における水平土圧 (kN/m²)

K_0 : 土圧係数

p_v : 底版反力 (kN/m²)

D_0 : 底版を除くカルバート単位長さ当たりの重量 (kN/m)

図-16 非対称な土圧分布

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

左右とも土かぶりが3mある状態から右側の土かぶりが低くなるほど、頂版の正の曲げモーメントが最大となる位置は土かぶりの高い左側へずれた(図-17)。一方、曲げモーメントの最大値は右側の土かぶりが低く、上載土圧が小さくなるのに伴い、小さくなっている。また、側壁では、右側の土かぶりによらず、多くの範囲で負の曲げモーメントが生じ、右側の土かぶりが小さくなると、右側壁の下部で曲げモーメントが大きくなった。図-15の事例で頂版に縦断方向ひびわれが集中したのも土かぶりが高い方に寄っており、曲げモーメントが最大となる位置については概ね

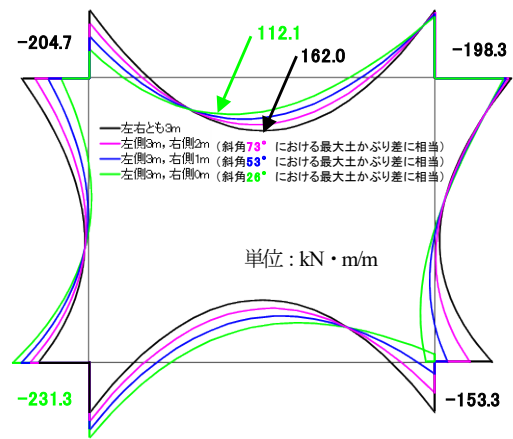


図-17 右側の土かぶりによる曲げモーメント分布の違い

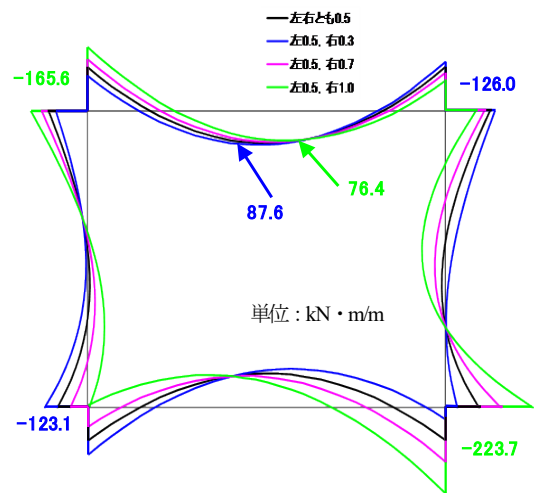


図-18 右側の土圧係数による曲げモーメント分布の違い

整合しているものの、曲げモーメントの増減の傾向については整合していない。

左右とも土かぶりが1mで左側の土圧係数が0.5の場合の頂版の正の曲げモーメントが最大となる位置は、右側の土圧係数を0.5より大きくすると右側、小さくすると左側と、相対的に水平土圧の大きい側へずれた(図-18)。一方、頂版の曲げモーメントの最大値は、右側の土圧係数が小さく、水平土圧が小さくなるのに伴い大きくなった。側壁では、右側の土圧係数によらず多くの部分で負の曲げモーメントとなり、静止土圧係数を0.5より大きくした場合に曲げモーメントが大きくなった。図-14の事例では、頂版の縦断方向のひびわれは頂版先端が鋭角となる側に集中し、側壁にはひびわれは見られなかったが、この状況と整合するのは、片側の土圧係数を小さくした場合となった。

以上より、盛土形状の違いや、ウイング形状の違い等に

よる左右の水平土圧の違いによって、頂版の片側に縦断方向ひびわれが偏って生じる可能性があり、特に片側の水平土圧が小さくなる場合に、事例における変状との整合性が高かったことが推察される。

9. 偏土圧の影響を受けたカルバート各部材の応力状態

8. の試算では定性的であるが、偏土圧を受けるカルバートでひびわれの集中する位置と曲げモーメントの分布の関係が示された。また、図-19 に示すように、斜角を有するカルバートの場合には、左右対称な土圧が作用する横断面もあるが、左右非対称な水平土圧が作用する可能性がある場合や、左右で土かぶり差が生じる場合のように、偏土圧を受ける横断面も存在する。

しかし、現行の設計では最も土かぶりが大きくなる断面において左右対称な土圧を作用させて断面設計が行われ、その条件がカルバート縦断方向全体にわたり適用されることが多く、設計上偏土圧の影響は考慮されているとは限らない。

そこで、偏土圧の影響を考慮した場合の各部材の鉄筋やコンクリートに生じる応力度について照査を試みた。照査に当たっては、断面寸法や配筋は斜角を有する実際のカルバートを参考とし、荷重としては死荷重や土圧のほか活荷重も考慮した。

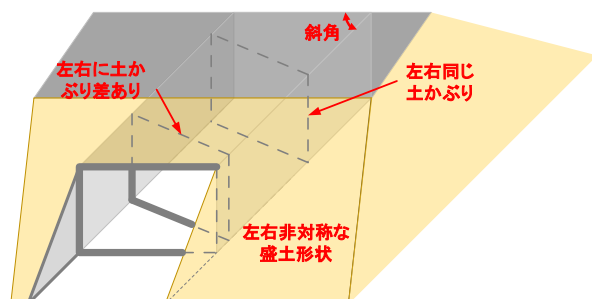
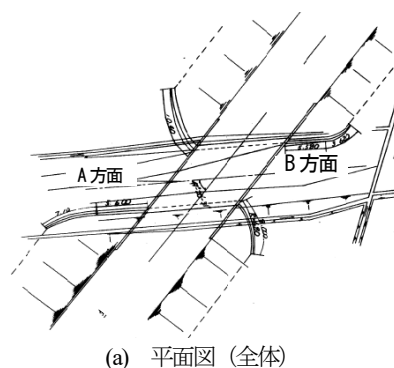


図-19 斜角を有するカルバートの断面

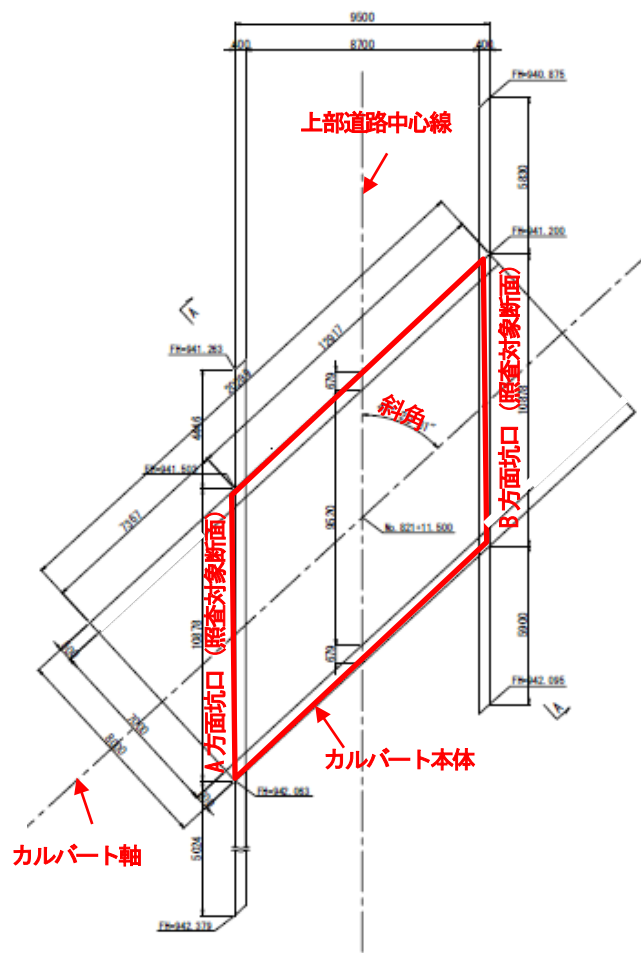
9. 1 検討事例

検討事例は斜角（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）が 50° 未満で、カルバートにおける坑口の形状が上部道路中心線の方角と平行な形状のカルバートである（図-20）。当該カルバートは建設年度から、昭和42年（1967年）の道路土工指針に基づき設計されたと推定され、土かぶり高が0.5m未満、内空高が4.5m程度、両坑口の内空幅は9.5m程度である。

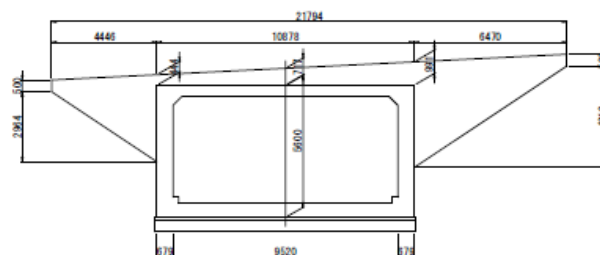
配筋は図-21 に示すとおりで、頂版や底版では横断面照査における軸方向鉄筋が坑口や上部道路と平行、つまり側



(a) 平面図 (全体)



(b) 平面図 (カルバー本体のみ)



(c) 正面図 (A 方面坑口)

図-20 参考事例としたカルバートの形状

壁とは斜角 θ で交わるように配筋されていた。そのため、主筋方向で照査した。

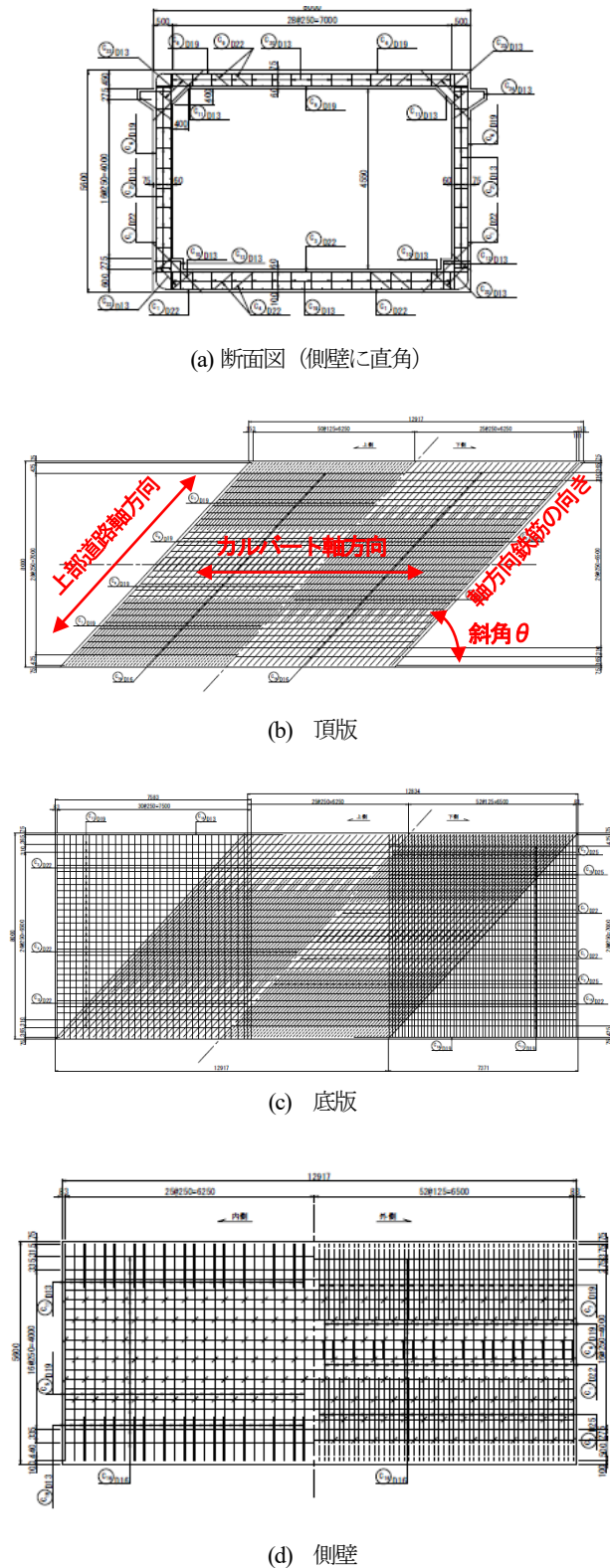


図-21 参考事例の配筋図

9.1.2 荷重の考慮

各種荷重の載荷方法、使用材料や許容応力度は、現行の設計指針である「道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版）」⁸⁾（以下、現行指針）に準拠した。なお、活荷重の載荷方法は平成 11 年（1999 年）3 月の指針以降変更となっている。

カルバートの断面力を計算する際の荷重の組合せについては、現行指針を踏まえ、を図-22 に示す 3 通りを基本とした。活荷重が後輪荷重のみ頂版中央に載荷されるパターン 1（図-22 (a)）、頂版への輪荷重は載荷せず、両側壁に活荷重による水平土圧として $10K_0 \text{ kN/m}^2$ を載荷するパターン 2（図-22(b)）、後輪荷重と前輪荷重が全分布幅で頂版に載荷さるパターン 3（図-22(c)）でそれぞれ断面力を計算した。

9.1.3 照査方法

照査は、坑口に平行で内空幅が 9.5m 程度の断面を対象に、図-22 のような荷重の組合せに対して、曲げモーメントの分布を求めた。これらの断面力が生じる時の鉄筋およびコンクリートの曲げ応力度を許容応力度と比較した。頂版、側壁、底版の各部材における照査は、ハンチの付け根の位置や、ハンチのない部分のうち正または負の断面力が最も大きくなる位置などで行った。照査に当たり、断面力は各荷重の組合せにおける照査位置での断面力の中から、最も大きな値を採用した。

また、応力度は以下の仮定のもと計算した。

- ・軸ひずみが中立軸からの距離に比例
- ・鉄筋とコンクリートのヤング係数比が 15
- ・コンクリートの引張応力度は無視

鉄筋の許容引張応力度は SD295A 相当の $\sigma_{sa} = 160 \text{ N/mm}^2$ とした。コンクリートの許容応力度は設計基準強度 21 N/mm^2 に対応して、許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 7.0 \text{ N/mm}^2$ を用いた。その他、許容応力度や照査方法に関する詳細は現行指針に準拠した。

9.2 左右の土圧係数の違いのみ考慮した照査

9.2.1 照査条件

まず、カルバート左右とも土かぶりが 0.39 m とし、左右対称な水平土圧が作用する場合と、偏土圧が作用する場合で照査を行った。カルバート設計時には通常、左右両側の側壁には土圧係数 K_0 を 0.5 とした水平土圧を載荷するため、左右両側の土圧係数を 0.5 として左右対称な水平土圧を作用させた場合（偏土圧なし）と、右側のみ土圧係数を 1.0 として左右非対称な水平土圧とした場合（偏土圧あり）について照査を行った。

w_{dl} : 頂版に作用する死荷重

= 頂版死荷重 + 上載土による鉛直土圧

P_{H1} : 後輪荷重

= $2 \times 100 \text{ (kN)} \times (1+0.3) / 2.75 \text{ (m)} = 94.5 \text{ kN/m}$

P_{H2} : 前輪荷重

= $2 \times 25 \text{ (kN)} \times (1+0.3) / 2.75 \text{ (m)} = 23.6 \text{ kN/m}$

p_{dl} : 後輪荷重による鉛直土圧 = $P_{H1} / (2h+0.2) \text{ (kN/m}^2\text{)}$

p_{d2} : 後輪荷重による鉛直土圧 = $P_{H2} / (2h+0.2) \text{ (kN/m}^2\text{)}$

p_{hd} : カルノット側方の土による水平土圧

= $K_0 \times \gamma \times \text{地表面からの深さ} \text{ (kN/m}^2\text{)}$

K_0 : 土圧係数

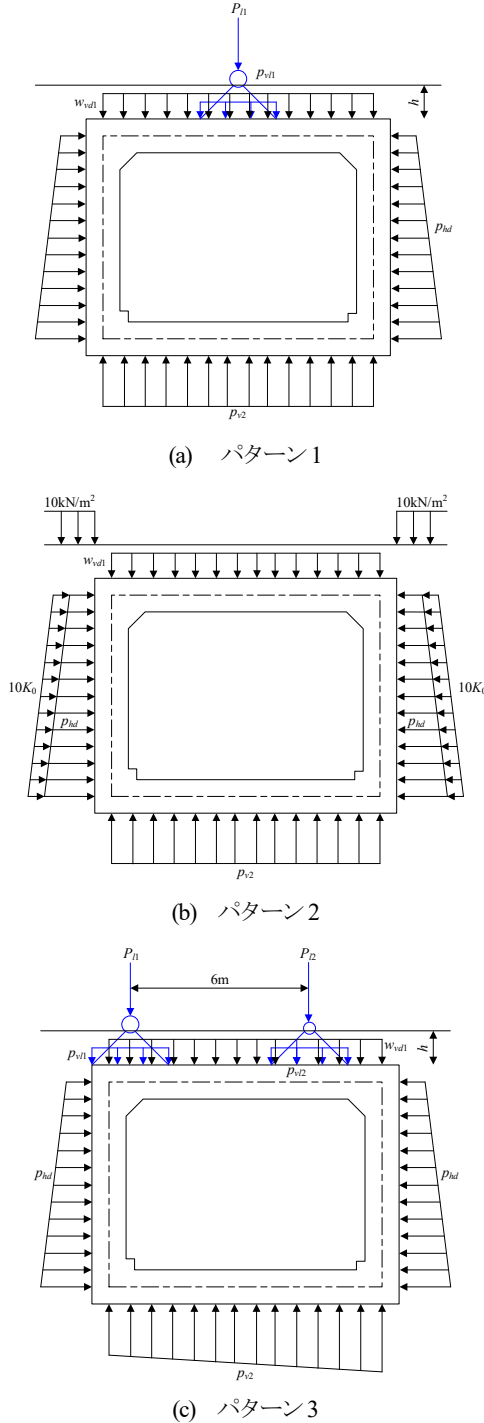


図-22 荷重の組合せ

9.2.2 断面力分布

内空側に引張を生じさせるモーメントを正とし、偏土圧なしと偏土圧ありの場合の曲げモーメント図を図-23に示す。曲げモーメント図の各図中のプロットは当該位置における断面力で、図-22に示した3パターンの各荷重の組合せに対して計算した中から絶対値が最大となる値を代表してプロットしたものである。プロットの色は荷重の組合せパターンであり、赤がパターン1、黄色がパターン2、青がパターン3で断面力が最大となったことを示している。また、応力照査の対象とした箇所は●、それ以外の箇所は▲で示している。また、図中の数値は、応力照査の対象とした箇所の曲げモーメント（単位：kN・m）である。

今回の例では、頂版のほとんどの部分で、パターン1の荷重の組合せにおいて曲げモーメントが最大となる結果であった。

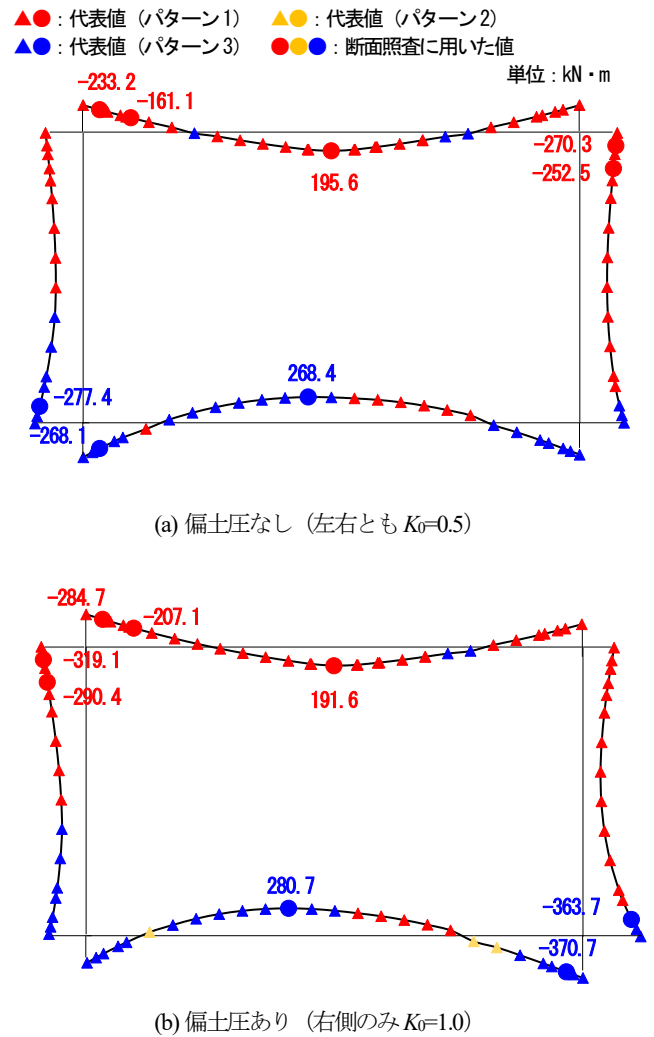


図-23 曲げモーメント図

負の曲げモーメントについては、右側の土圧係数を 1.0 とした偏土圧ありの場合、左右両側とも土圧係数が 0.5 の偏土圧なしの場合に比べ、土圧が大きくなる右側の側壁だけでなく全体的に大きくなり、各部材に生じる曲げ応力が大きくなった。

今回の例では、偏土圧の有無によらず、頂版の正の曲げモーメントは中央で最大となり、側壁の曲げモーメントは全体で負の曲げモーメントとなった。偏土圧ありの方が頂版の曲げモーメントの最大値が小さくなった点では 8. の試算と傾向が合っているが、値としては大きな差が見られない。

9.2.3 応力度照査

曲げ応力度照査の結果を表-8 に示す。曲げ応力度照査は、偏土圧なしでは各照査位置で満足したが、右側の土圧

係数を $K_0=1.0$ とした偏土圧がありの場合では頂版端部やハンチ始点、底版端部で許容値を超過した。検討事例のカルバートでは、図-24 に示すように頂版に活荷重や偏土圧の影響と考えられる縦断方向のひびわれが多数見られた一方、側壁では主に乾燥収縮によると考えられる鉛直方向のひびわれが見られた程度であった。

側壁については、応力度照査で鉄筋やコンクリートの許容応力度に対して比較的余裕があるが、これは水平方向の顕著なひびわれが見られない実態と概ね整合すると考えられる。一方、事例においては頂版全体に縦断方向ひびわれが見られるが、今回の解析では頂版中間部で応力度が高いという限りはなく、整合していない。

表-8 曲げ応力度照査結果

(a) 偏土圧なし (左右とも $K_0=0.5$)

		頂版			底版		側壁		
		端部	ハンチ始点	中間部	端部	中間部	下端部	ハンチ始点	上端部
		外側	外側	内側	外側	内側	外側	外側	外側
		パターン1	パターン1	パターン1	パターン3	パターン3	パターン3	パターン1	パターン1
断面力	曲げモーメント(kN・m)	233.2	161.1	195.6	268.1	268.4	324.8	252.5	270.3
	軸力(kN)	48.3	48.3	48.3	124.6	124.6	277.4	154.6	147.9
断面寸法	部材幅(mm)	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材高(mm)	631	450	450	713	600	762	679	812
	有効高(mm)	556	375	390	613	540	660	577	710
引張鉄筋	かぶり(mm)	75	75	60	100	60	102	102	102
	鉄筋量 A_s (cm^2)	31.14	31.14	36.61	48.58	42.08	48.58	31.14	31.14
		D19・92mm ピッチ	D19・92mm ピッチ	D22・184mm ピッチ+D19・ 184mmピッチ	D25・184mm ピッチ+D22・ 184mmピッチ	D22・92mm ピッチ	D25・184mm ピッチ+D22・ 184mmピッチ	D19・92mm ピッチ	D19・92mm ピッチ
圧縮鉄筋	かぶり(mm)	241	60	75	173	100	164	81	214
	鉄筋量 A_c (cm^2)	15.57	15.57	15.57	21.04	21.04	15.57	15.57	15.57
		D19・184mm ピッチ	D19・184mm ピッチ	D19・184mm ピッチ	D22・184mm ピッチ	D22・184mm ピッチ	D19・184mm ピッチ	D19・184mm ピッチ	D19・184mm ピッチ
曲げ応力度照査 (N/mm^2)	コンクリート	5.2<7.0	6.1<7.0	6.8<7.0	4.3<5.25	5.2<7.0	4.7<5.25	4.9<7.0	4.0<7.0
	鉄筋	142<160	151<160	153<160	92<160	123<160	91<160	133<160	114<160

(b) 偏土圧あり (右側のみ $K_0=1.0$)

		頂版			底版		側壁		
		端部	ハンチ始点	中間部	端部	中間部	下端部	ハンチ始点	上端部
		外側	外側	内側	外側	内側	外側	外側	外側
		パターン1	パターン1	パターン1	パターン3	パターン3	パターン3	パターン1	パターン1
断面力	曲げモーメント(kN・m)	284.7	207.1	191.6	370.7	280.7	363.7	290.4	319.1
	軸力(kN)	75.2	75.2	75.2	245.8	160.1	183.1	164.5	157.9
断面寸法	部材幅(mm)	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材高(mm)	631	450	450	713	600	762	679	812
	有効高(mm)	556	375	390	613	540	660	577	710
引張鉄筋	かぶり(mm)	75	75	60	100	60	102	102	102
	鉄筋量 A_s (cm^2)	31.14	31.14	36.61	48.58	42.08	48.58	31.14	31.14
		D19・92mm ピッチ	D19・92mm ピッチ	D22・184mm ピッチ+D19・ 184mmピッチ	D25・184mm ピッチ+D22・ 184mmピッチ	D22・92mm ピッチ	D25・184mm ピッチ+D22・ 184mmピッチ	D19・92mm ピッチ	D19・92mm ピッチ
圧縮鉄筋	かぶり(mm)	241	60	75	173	100	164	81	214
	鉄筋量 A_c (cm^2)	15.57	15.57	15.57	21.04	21.04	15.57	15.57	15.57
		D19・184mm ピッチ	D19・184mm ピッチ	D19・184mm ピッチ	D22・184mm ピッチ	D22・184mm ピッチ	D19・184mm ピッチ	D19・184mm ピッチ	D19・184mm ピッチ
曲げ応力度照査 (N/mm^2)	コンクリート	6.4<7.0	7.9>7.0	6.7<7.0	5.9>5.25	5.5<7.0	5.1<5.25	5.6<7.0	4.7<7.0
	鉄筋	171>160	191>160	146<160	121<160	125<160	113<160	156<160	137<160

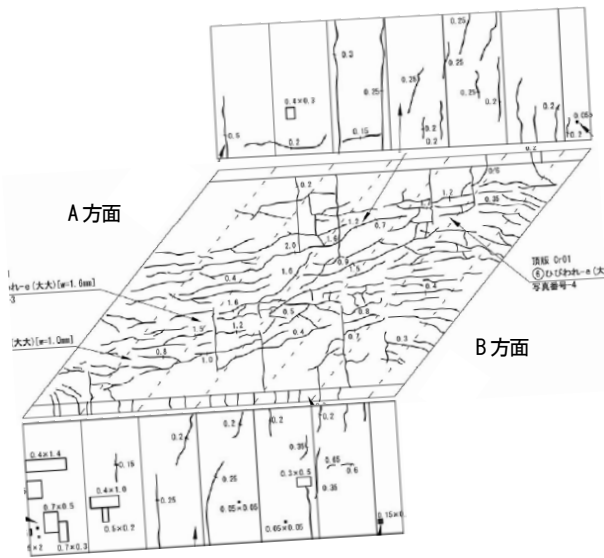


図-24 参考事例におけるひびわれ発生状況

9.3 左右の土かぶりの違いも考慮した照査

9.3.1 照査条件

検討事例のカルバートでは、上部道路に5%程度の縦断勾配があるため、カルバート左右の土かぶりに差がある。また、図-20(a)のA方面坑口では全体としてB方面坑口に比べて土かぶりが0.2m程度ずつ厚い。

そこで、カルバート横断面左右や、カルバート縦断方向での土かぶりの違いによる偏土圧も考慮した照査を行った。照査に当たり、各方面の坑口の土かぶりは図-25に示すように考慮した。

活荷重は、先の9.2.2において頂版の曲げモーメントとしては、図-22(a)のパターン1の荷重の組合せで不利になりやすいと考えられた。そのため、後輪荷重中心が頂版中央に来る位置(図-26)で作用させるケースを基本に、活荷重の作用位置を偏土圧との組合せで頂版の正の曲げモーメントの最大値として不利になる位置にずらしたケースでも照査を実施した。また、偏土圧による影響と活荷重による影響の別を確認するため活荷重を作用させないケースでも照査を実施した。

土圧係数は指針では左右両側とも0.5とされるが、盛土に緩みや変形が生じた場合を想定し、図-20(a)の盛土の形状より緩みが生じやすいと考えられた側を0.3としたケースでも照査した。A方面、B方面ともに、図-25の左側の土圧係数を0.3とした。

以上のように活荷重の載荷条件および土圧係数を変え、表-9に示すケースで照査を行った。

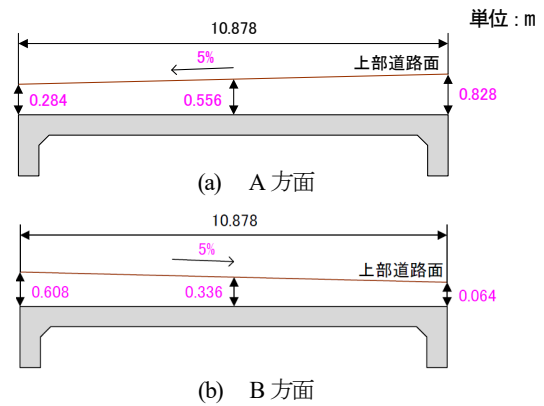


図-25 坑口形状と土かぶり

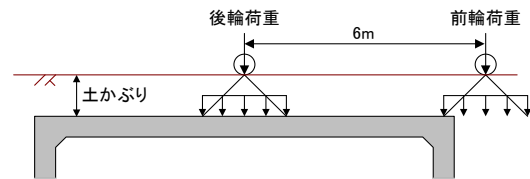


図-26 活荷重の載荷位置(後輪荷重の中心が頂版中央)

表-9 照査ケース

ケース	坑口	土圧係数	活荷重の載荷条件
A-1	A 方面	左右とも0.5	後輪荷重の中心が頂版中央
A-2			不利な位置 (後輪荷重の中心を頂版中央から右へ0.1mずらす)
A-3			載荷なし
A-4		左0.3、右0.5	不利な位置 (後輪荷重の中心を頂版中央から右へ0.2mずらす)
A-5			載荷なし
B-1	B 方面	左右とも0.5	後輪荷重の中心が頂版中央
B-2			不利な位置 (後輪荷重の中心を頂版中央から左へ0.1mずらす)
B-3			載荷なし
B-4		左0.3、右0.5	不利な位置 (後輪荷重の中心を頂版中央から左へ0.1mずらす)
B-5			載荷なし

9.3.2 断面力分布

A方面、B方面ともに、活荷重載荷位置や左右の土圧係数の違いによる顕著な違いが見られなかったため、曲げモーメント分布は、カルバート内空側に引張を生じさせる方向を正とし、A方面とB方面それぞれの左右の土圧係数を変えたケースを代表例として図-27に示す。図-27中の数値は、活荷重を載荷したケースにおける各部材端部の曲げモーメントおよび頂版の正の曲げモーメントの最大値を示したもので、単位はkN・mである。

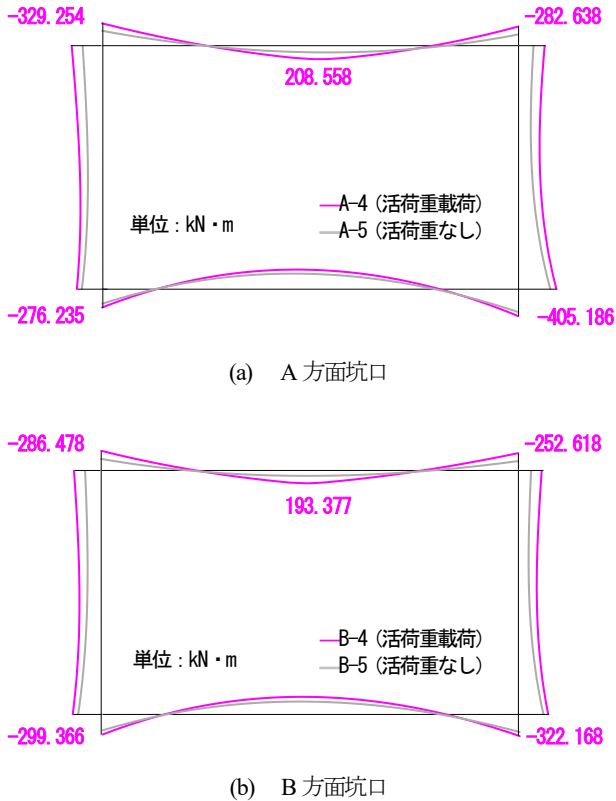


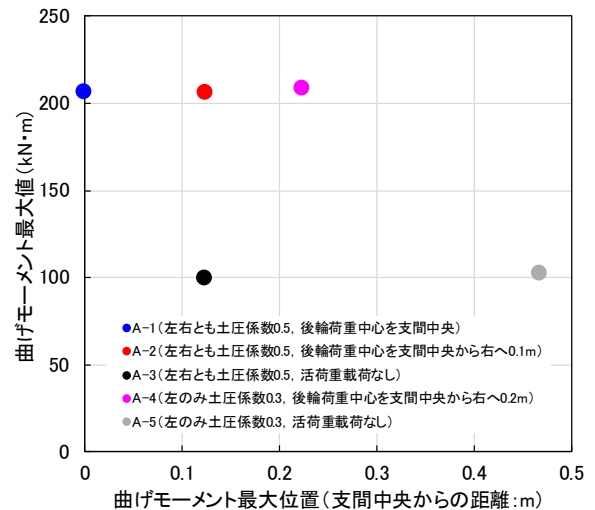
図-27 曲げモーメント分布の例(土圧係数左 0.3、右 0.5 の場合)

A 方面では、左側で土かぶりが高く、かつ土圧係数が小さいことにより、左右の水平土圧に差が生じたことで曲げモーメント分布には左右非対称性が見られた。また、頂版や側壁の上方では、活荷重を載荷したケース A-4 の各位置における曲げモーメントは活荷重を載荷しないケース A-5 の 2 倍程度となり、活荷重の載荷による影響も大きいことが確認された。

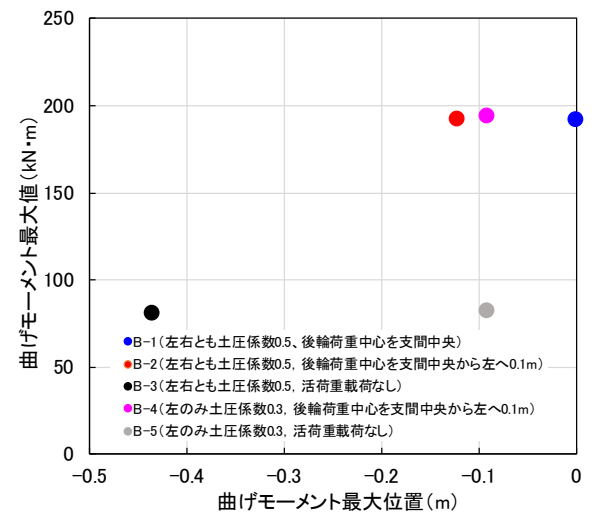
B 方面でも、曲げモーメント分布に左右非対称性は見られたが、A 方面に比べて左右の曲げモーメント分布の偏りは少なかった。A 方面では土圧係数、土かぶりともに左側で小さいのに対し、B 方面では土圧係数は左側、土かぶりは右側と反対側で小さくなっているため、左右の水平土圧の差が少なくなったことによると考えられる。活荷重による影響については A 方面と同様、活荷重を載荷すると頂版や側壁の上方の各位置における曲げモーメントが 2 倍程度となり、活荷重の影響が大きいことが確認された。

次に、頂版に着目し、各ケースの正の曲げモーメントの最大値とそれが確認された位置の関係を図-28 に示す。

A 方面では図-28(a)より、ケース A-1 とケース A-2 に比べてケース A-4、ケース A-3 に比べてケース A-5 の方が、頂版中央より右にずれた位置で正の曲げモーメントが最



(a) A 方面坑口



(b) B 方面坑口

図-28 頂版の正の曲げモーメント最大値とその発生位置

大値となり、若干ではあるが、値も大きい。活荷重載荷の有無によらず、土圧係数が左 0.3、右 0.5 となった場合、正の曲げモーメントが最大となる位置が相対的に水平土圧の大きな右側へ 0.1~0.3m 程度ずれた。また、ケース A-2 やケース A-4 では偏土圧と同時に載荷した時に頂版の正の曲げモーメントの最大値が最も大きくなる位置で活荷重を載荷したが、後輪荷重の中心が頂版中央に来るように載荷したケース A-1 と比べ、頂版の正の曲げモーメントの最大値が発生する位置はずれるものの、曲げモーメントの最大値には有意な差がなかった。

B 方面では図-28(b)より、ケース B-1 に比べてケース B-2 やケース B-4 で頂版中央より左に 0.1m 程度ずれた位置

で正の曲げモーメントが最大値となる。ケース B-2 およびケース B-4 ではいずれも不利な位置で活荷重を載荷しているが、正の曲げモーメントが最大となる位置には、左右の土圧係数による顕著な違いは見られない結果であった。曲げモーメントの最大値は土圧係数を左のみ 0.3 としたケース B-4 の方が若干大きい。また、ケース B-3 で正の曲げモーメントが最大となった位置は頂版中央から 0.5m 近く左、ケース B-5 では 0.1m 程度左にずれた。活荷重を載荷しない場合、土圧係数が左右とも 0.5 である方が、正の曲げモーメントが最大となる位置の頂版中央からのずれが大きい結果である。これは、B 方面坑口では左側で土かぶりが大きいため、左側の土圧係数が 0.5 の場合に左右の水平土圧の差が大きくなったことによる。正の曲げモーメントの最大値は、左のみ土圧係数を 0.3 としたケース B-5 の方が若干大きいが有意な差ではなかった。

A 方面では B 方面に比べて全体的に土かぶりが厚いため、多くの部分で曲げモーメントの値も大きくなる傾向であった。正の曲げモーメントが最大となる位置は、A 方面、B 方面とも活荷重の載荷がない条件、つまり偏土圧のみ考慮した条件では、左側の土圧係数が 0.3 になると土圧係数が 0.5 である右側に 0.3m 程度移動した。活荷重を考慮した場合、特に B 方面では左側の土圧係数が 0.3 になっても正の曲げモーメントが最大となる位置の移動が少なく抑えられた。曲げモーメントの分布には偏土圧よりも活荷重による影響が大きかったことと併せ、水平土圧を相対的に大きくする土かぶり、土圧係数ともに右側で大きくなる A 方面に比べて、B 方面では土かぶりは左側、土圧係数は右側と異なる側で大きくなり、A 方面に比べて左右の水平土圧の差が小さく、偏土圧の影響が抑えられた。

9.3.3 応力度照査

方面別に頂版の正の曲げモーメントが最大となったケース、つまり A 方面ではケース A-4、B 方面ではケース B-4 で 9.1.3 に示す方法で照査を行った結果を表-10 に示す。

表-10 頂版の照査結果の例

		A-4	B-4
断面力	曲げモーメント(kN・m)	208.6	193.4
	軸力(kN)	42.8	34.4
断面寸法	部材幅(mm)	1000	
	部材高(mm)	450	
	有効高(mm)	390	
引張鉄筋	かぶり(mm)	60	
		36.61	
	鉄筋量 A_s (cm^2)	D22・184mmピッチ+D19・184mmピッチ	
圧縮鉄筋	かぶり(mm)	75	
		15.57	
	鉄筋量 A_s (cm^2)	D19・184mmピッチ	
曲げ応力度照査 (N/mm^2)	コンクリート	7.2>7.0	6.7<7.0
	鉄筋	164>160	153<160

ケース A-4 では鉄筋・コンクリートともに今回設定した許容応力度に対して若干の超過が見られたが、全体的に土かぶりが低く曲げモーメントも小さい B 方面のケース B-4 では許容応力度に対する超過は見られなかった。コンクリートの設計基準強度や鉄筋の引張強さが最低の条件に対しては、偏土圧や活荷重を不利な条件で考慮した場合に許容応力度に対して若干余裕がなくなる可能性も考えられた。

10. 盛土や基礎地盤の挙動が継手の開きに与える影響

カルバートの変状事例について整理する中で、5. 5 および 6. 3 でも述べたとおり、継手の開きやずれも比較的多く見られた。こうした変状は軟弱地盤や集水地に立地しているカルバートで多く見られ、盛土の変形や基礎地盤の沈下の影響を受けたと考えられる。また、カルバート縦断方向や横断方向で支持地盤までの厚さにばらつきがあるなど、基礎地盤条件の変化による不同沈下の影響を受けたとも考えられる。

盛土の変形や基礎地盤の沈下、不同沈下がカルバートに与える影響についての設計での考慮の有無や、考慮している場合の具体的な手法は、事例毎に異なり、明確にはなっていない。

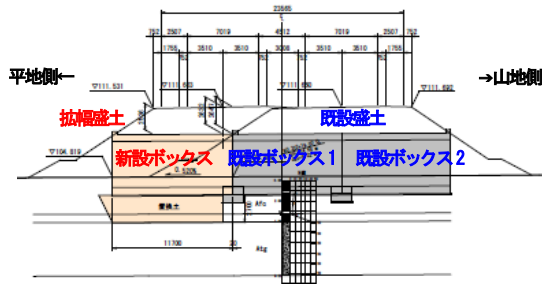
そこで、盛土の変形や基礎地盤の沈下、不同沈下の影響を設計に考慮する方法の検討に向け、継手の開きが見られたカルバートを例に、盛土や基礎地盤の挙動の影響を受けて継手が開いた状況について、縦断方向の試算により再現を試みるとともに、現地周辺の地質調査を行い、現象を分析した。

10. 1 検討事例

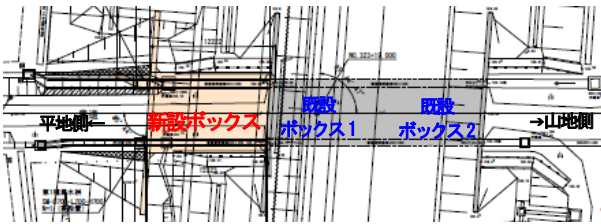
検討事例は、道路の下を通る場所打ちボックスカルバートで、内空幅、内空高さともに「道路土工用カルバート工指針（平成 21 年度版）」⁸⁾という従来型ボックスカルバートの範囲内の寸法のものである。土かぶりは 3m 程度、斜角はほぼ 90 度で、上部道路と直行する。縦断方向に長さ 10m 程度のカルバートボックスが山地側から平地側に向かって 3 体並び、ボックス間の継手 2 箇所を有する（図-29）。山地側の 2 体のボックス（以下、「既設ボックス」）が先に建設された後、平地側の 1 体のボックス（以下、「新設ボックス」）が建設され、拡幅盛土がされている。

このカルバートには被災履歴はないが、新設ボックスと既設ボックスの間の継手では、常時の作用による影響としては比較的大きな開きが生じた。継手の開きの幅は鉛直上方に向かうほど大きくなるばらつきがあるが、新設ボックスと既設ボックスの側壁面や頂版面の段差は見られてい

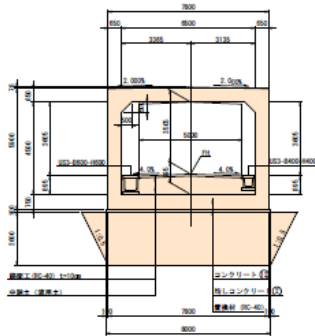
ない。こうした状況から、新設ボックスが平地側に向かって沈み込むような挙動をしたことが考えられた。



(a) 側面図



(b) 側面図



(c) 断面図

図-29 参考事例

10. 2 現地の地質調査

既設ボックスが建設された当時のボーリング調査の結果、図-29(a)に示されたボーリング柱状図が得られ、これを基に、既設ボックス直下および新設ボックス直下の置換えが行われたと推定される。

仮に、カルバート縦断方向で軟弱粘土層の厚さが異なり、新設ボックス直下で既設ボックス直下よりも軟弱粘土層が厚い場合は、新設ボックスが平地側に向かって沈み込むような沈下も想定される。

そこで、新設ボックスの挙動を正確に把握するため、新設ボックスの坑口付近で標準貫入試験、新設ボックスおよび既設ボックス2の坑口付近でスウェーデン式サウンディング試験を行った。これらの調査結果と図-29(a)に示される既存のボーリング柱状図をもとに、ボックス直下の置換え前の地盤条件が図-30のように推定された。

軟弱粘土層の厚さは新設ボックス坑口に向かって薄くなり、より浅い位置で砂礫層に到達すると考えられる結果であった。今回実施した標準貫入試験では軟弱粘土層、砂礫層ともに既存のボーリングデータに比べて N 値が小さな結果であったが、新設ボックス直下の置換え厚さの不足はなく、それにより新設ボックスが沈下した可能性は低いと考えられる。

10. 3 弾性床上の梁としての縦断方向の試算

10.3.1 弾性床上の梁モデル

10. 1の参考事例について、構造諸元と10. 2の地質調査結果を参考に弾性床上の梁としてモデル化し、縦断方向の試算を行って継手の開きの再現を試みた。

数値解析モデルは、縦断方向に新設ボックスと既設ボックスが並んだ骨組みモデルとし、2箇所継手部分はいずれもピン結合とした。荷重は、カルバートボックスの自重、盛土による上載土圧、揚圧力を考慮した(図-31)。

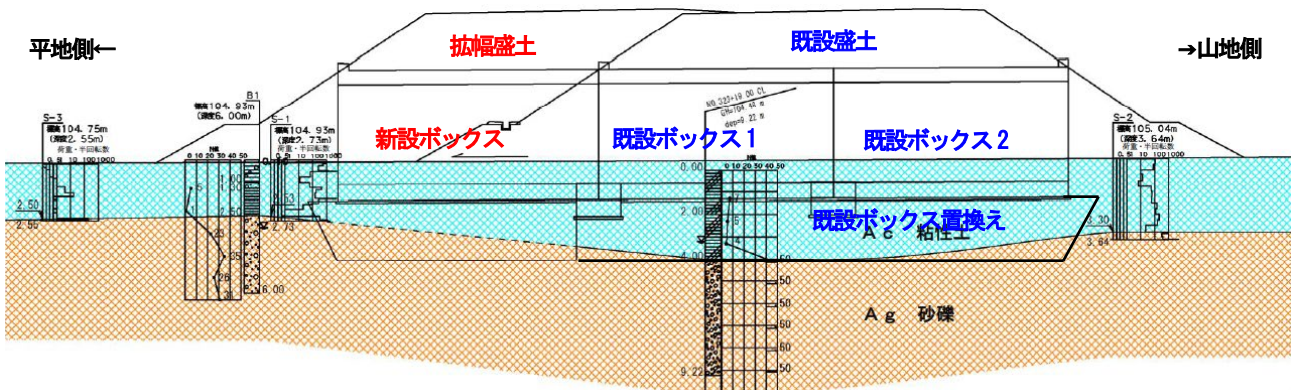


図-30 カルバート直下の置換え前の地盤条件 (推定)

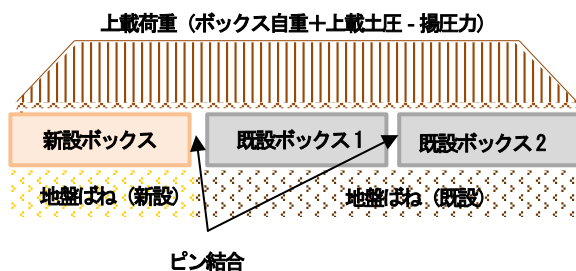


図-31 カルバート縦断方向のモデル化

新設ボックス下と既設ボックス下の地盤ばねは、平成24年の「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」¹⁵⁾の多層系地盤として換算した N 値から地盤反力係数を求める手法により設定した。多層系地盤として N 値を換算するに当たり、地表面から2.7mまでは新設ボックス直下、既設ボックス直下ともに N 値40相当の置換え土を想定した。置換え土の下は、新設ボックス下で N 値30相当、既設ボックス下で N 値50相当が続くことを想定した。

10.3.2 試算結果

ボックス毎に両端部の沈下量を求め、図-32に示すように両端部における沈下量の差から回転角を算出した結果は、表-11のとおりであった。

新設ボックスの回転角は-0.00752mradと負の値となり、坑口側が持ち上がる回転をする結果となり、新設ボックスが坑口に向かって沈み込むような実際の挙動とは異なっている。また、継手の上方が大きく開く状況を再現するには、各ボックスの回転角が全て正で、新設ボックス>既設ボックス1>既設ボックス2の順に大きくなる必要があるが、この条件を満たしていない。

上載荷重と地盤ばねのみ考慮した今回の計算方法では、新設ボックスと既設ボックス1の間の継手のみ上部ほど大きく開いた状況は、再現できなかった。新設ボックスと既設ボックスの直下の地盤条件が大きく変わらず、実際には新設ボックスが前後区間の盛土の沈下に引き込まれる

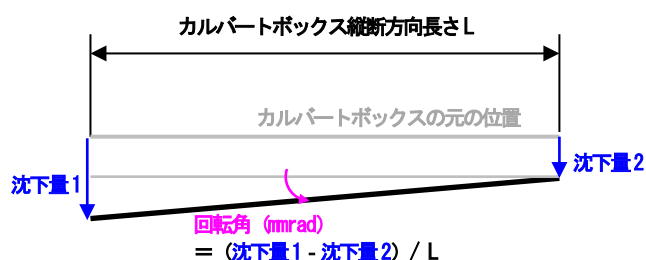


図-32 各ボックスの回転角

表-11 各位置の変位とボックスの回転角

	新設ボックス坑口	継手 (新設ー 既設1)	継手 (既設1ー 既設2)	既設ボックス2坑口
沈下量 (mm)	3.284	3.372	2.685	1.974
沈下量差 (mm)	-0.088		0.687	0.711
縦断方向 長さ (mm)	新設ボックス	既設 ボックス1	既設ボックス2	
	11,700	10,550	10,550	
回転角 (mrad)	-0.00752	0.06512	0.06739	

挙動をしたことが考えられるが、この状況を計算で再現するモデルや、設計で考慮する方法を引き続き検討したい。

11. まとめ

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

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

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

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

一方、ひびわれでも上載土圧や上部道路の活荷重によると考えられるもののほか偏土圧によると考えられるもの、

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

定期点検 1 巡目（平成 26 年度から平成 30 年度）の点検結果を中心に事例分析の対象とした 260 のカルバートの中で、材料的要因のみ、構造的要因のみ、これら両方の要因で変状が生じたと考えられたのは、それぞれ、93 件（35.8%）、6 件（2.3%）、162 件（62.3%）であった。

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

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

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

令和 2 年度は、定期点検 2 巡目の 1 年目に当たる令和元年度の定期点検結果を対象に、定期点検 1 巡目の点検結果との比較を行った。

同一のカルバートで同一箇所の変状についての報告があった場合でも、1 巡目の定期点検から 5 年程度の間には明らかな変状の進展が見られた事例はほとんどなく、構造的要因による変状の進展が明らかな事例は見当たらなかった。一部のカルバートでコンクリートの遊離石灰や漏水の範囲の広がりや報告されていたが、周辺からの水の流入を受けるカルバートなどに限られていた。2 巡目の 1 年目の点検結果から見る限り、5 年程度では変状の進展が見られる可能性が低いため、進展した場合に利用者被害が懸念される変状に重点を置くなど、今後の点検作業の効率化が期

待できると考えられる。変状の進展状況について引き続き事例の蓄積と分析を行い、確認したい。

定期点検等で報告されている各種変状のうち、偏土圧による影響については、カルバート横断面に左右非対称な土圧を作用させて断面力分布を試算した。その結果、カルバート内空側に引張を生じさせる曲げモーメントが大きくなる部分と、偏土圧によると考えられるひびわれの集中した位置は概ね整合することを確認した。

令和元年度および 2 年度は、偏土圧によると考えられる変状の見られた斜角の小さなカルバートを例に、「道路土工カルバート工指針（平成 21 年度版）」に基づき、左右の土かぶり差や土圧係数の違いによる偏土圧を考慮して断面照査を試みた。その結果、側壁については、応力度照査で鉄筋やコンクリートの許容応力度に対して比較的余裕があることと、水平方向の顕著なひびわれが見られない状況は概ね整合すると考えられた。左右の水平土圧の差によっては頂版の最大応力やその発生位置が若干変わった。

また、基礎地盤の沈下や盛土の変形による影響については、継手の開きが見られたカルバートを例に、弾性床土上の梁として縦断方向の試算を行った。検討事例の継手が上部ほど大きく開いた状況は、上載荷重と地盤ばねの考慮のみでは再現できなかった。ボックスが前後区間の拡幅盛土の沈下に引き込まれる挙動をしたことが考えられるが、今後はこの影響を考慮してボックスの挙動や継手の開きの状況を再現可能な計算方法を検討する。

変状進展状況についての事例分析と、構造的要因による変状について精度良く状況を再現可能な数値解析手法の検討を深め、点検作業の効率化や構造的要因を考慮したカルバートの設計手法に反映させることを目指す。

参考文献

- 1) (国研) 土木研究所先端材料資源研究センター：樋門・樋管のコンクリート部材における点検結果評価のポイント（案）、25p、2016
- 2) 国土交通省 道路局：シェッド・大型カルバート等定期点検要領、147p、2019
- 3) 国土交通省 道路局 国道・防災課：シェッド、大型カルバート等定期点検要領、221p、2019
- 4) (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>
- 5) 国土交通省 道路局：シェッド・大型カルバート等定期点検要領、61p、2014
- 6) 国土交通省 道路局 国道・防災課：シェッド、大型カルバート等定期点検要領、23p、2014

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

- 7) 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
- 8) (社)日本道路協会：道路土工・カルバート工指針(平成21年度版)、347p.、2010
- 9) (公社)雪センター：積雪寒冷地域、
http://www.yukicenter.or.jp/activity/menu_01_02.html
- 10) 国土交通省北陸雪害対策技術センター：日本の積雪寒冷地域、雪国 日本
http://www.hrr.mlit.go.jp/hokugi/file/snow_center/Snow_country_Japan.pdf
- 11) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編、634p.、2012
- 12) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編、569p.、2017
- 13) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋・コンクリート部材編、364p.、2012
- 14) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋・コンクリート部材編、404p.、2017
- 15) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編、pp.311-313、2012

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

7.2.1 トンネルの合理的な更新技術に関する研究

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

研究担当者:日下敦、森本智/新田弘之、島袋智尋

【要旨】

既設のトンネルに変状が発生した場合の対策工の選定は、個別の変状に対して過去の経験や実績等による場合が多く、補修・補強工法の設計手法としては未確立な面が残されている。また、トンネルの補修・補強を実施するには長時間の交通規制を伴うため、社会的コストへの影響を最小限に抑えるために補修・補強工の耐久性の向上や施工の簡略化なども求められている。

令和2年度は、従来から適用実績が多い炭素繊維と比較して、低強度の材料を用いた対策工については落抵抗性能を評価するため押抜き試験を実施した。また、はく落対策工の長期的な耐久性評価方法の確立に向け、令和元年度に引き続き、促進条件の検討を目的に、室内促進劣化試験と屋外暴露試験の比較を行った。

その結果、炭素繊維を用いた従来工法と比較して、低強度の樹脂系材料を用いた対策工では、シート等のはく離と比較して変形が進行しやすく荷重の増加は小さい特性を示すことが明らかとなった。また、促進条件の検討では、室内促進 40℃または 60℃の 14 日浸漬で、屋外暴露 2 年目の状態を予測できることが可能性として示唆された。

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約 1.1 万箇所あり、建設後 50 年を経過したトンネルの割合は、現在は約 22%であるのに対し、10 年後には約 36%に増加するとされる¹⁾。このような状況のなか、道路トンネル定期点検要領²⁾、³⁾に基づいた点検が 1 巡目した結果の分析¹⁾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 割以上存在することが報告されている。

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、外力が作用した、あるいは、経年劣化が進行したトンネルでは外力によるひび割れやうき、はく離、はく落、さらに漏水等の変状が多数存在し、利用者被害の発生が課題となっている。このようなトンネルで用地の制約等により新規にトンネルを建設することができない場合は、防水化が可能となる覆工の打替、インバート設置等を含めた大規模な更新が必要となっている。

今後、このような対応を要するトンネルが増加する傾向にあると考えられるが、更新やトンネルの断面に対する補修・補強工法の設計手法は、個別の変状に対して過去の経験や実績等による場合が多く、未確立な

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

本研究では、より効果の高い、施工性や維持管理性に優れた、新たな補修・補強工法の提案に対する要請に応えることを目的に、それらに優れたトンネルの補修・補強工法の開発を行うものである。

令和2年度は、従来から適用実績が多い炭素繊維と比較して、低強度の材料を用いた対策工について、はく落抵抗性能を評価するため押抜き試験を実施した。また、はく落対策工(以下、「対策工」と称する)の長期耐久性評価として促進劣化試験の確立に向け、令和元年度に引き続き、促進条件の検討を目的に、室内促進劣化試験と屋外暴露試験の比較を行った。さらに、共同研究で開発した対策工の試験施工について、2 年目の状態観察を行った。

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 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

山岳トンネル工法（いわゆる NATM）により建設された道路トンネルに発生するうき・はく離の面積は、 0.1m^2 未満が 92%以上、 0.2m^2 未満が 95%以上を占めており小規模のことが多いことが報告⁴⁾されている。対策工の開発においては、対象とするはく落塊の規模を限定し、従来の対策工と比較して低強度の材料を用いることにより、経済性や施工性等の向上が期待される。一方、使用する材料の強度特性や繊維の構造等によっては、荷重-変位特性や破壊形態等について、従来の対策工とは異なる性能を示す可能性が考えられる。さらに、対策工の耐荷力特性の評価方法は、その破壊形態によって異なることが考えられ、従来の対策工と破壊形態が異なる場合、新たな耐荷力特性の評価方法の設定が必要と考えられる。

本研究では、炭素繊維を用いた従来工法と比較して、低強度の材料を用いた対策工を対象に、はく落抵抗性能を評価するための基礎資料を得ることを目的として押抜き試験を実施し、荷重-変位特性や破壊形態、耐荷力特性の評価方法の分析等を行った。

2.1.1 試験方法

押抜き試験は、はく落塊を模した押抜き部を設けたコンクリート供試体に対策工を設置し、ジャッキを用いて変位制御により载荷した（図-1）。対象とした対策工は、表-1 に示すように、Case1 はオリフィンを素材とする対策工（以下、「網状シート」と称する）、Case2 はウレタンを素材とする対策工（以下、「塗布シート」と称する）、Case3 は炭素繊維を素材とする従来から適用実績が多い対策工（以下、「従来工法」と称する）の3種類とした。網状シート・塗布シートの引張強度・引張弾性係数は、従来工法と比較し十分に小さい特性を示す（表-1）。また、網状シート・塗布シートの特徴として、透過性を有する（写真-1 のように施工後においてもコンクリート表面の状況が確認できる）こと、コンクリート供試体の下地処理（ケレン）後の施工性が良い（網状シートは接着剤を塗布し網状シートを貼付する2工程、塗布シートはプライマー塗布し樹脂材料をローラーにて塗布する2工程）こと等があげられる。計測項目は、押抜き载荷による変位（変位(mm)）、押抜き载荷に対する抵抗荷重（荷重(kN)）とした。また、変位の増加に伴うはく離状態等を観察した。

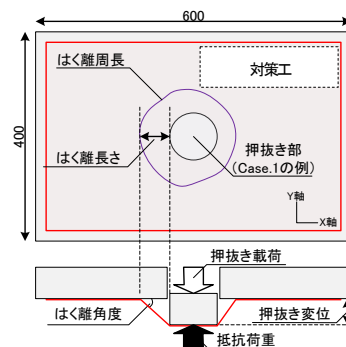
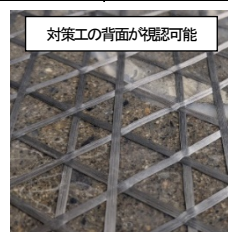


図-1 試験状況

表-1 材料特性

Case番号	Case1	Case2	Case3
材料	網状シート	塗布シート	従来工法
素材	オリフィン	ウレタン	炭素繊維
引張強度 (N/mm ²)	35	40	4,124
引張弾性係数 (N/mm ²)	409	14	262,000
シート厚 (mm)	0.33	0.16	0.0556



(a) Case1 網状シート (b) Case2 塗布シート

写真-1 施工後の状況

2.1.2 試験結果

(1) 低強度材料を用いた対策工の荷重-変位特性

図-2 に荷重と変位の関係を示す。Case1 の荷重は、変位の増加に伴い増加し、変位 18mm にて最大 1.47kN となった。その後、荷重は低下し変位 20mm にて 0.94kN 程度となった。Case2 の荷重は、変位の増加に伴い増加し、変位 9.2mm にて最大 0.70kN となった。その後、荷重は低下し変位 16mm にて 0.40kN となった。それ以降の荷重は、変位の増加に伴う変化は小さく、微増あるいは横ばいとなった。一方、Case3 の荷重は、網状シート・塗布シートと比較して十分に大きく、変位の増加に伴い荷重が増加し、変位 20mm にて最大 11.3kN となった。

(2) 低強度材料を用いた対策工の破壊形態

写真-2 に観察結果を示す。写真-2(a) に示した Case1 では変位の増加に伴いはく離が進行するものの、各層の繊維が独立した挙動を示し、徐々に繊維が破断した。写真-2(b) に示した Case2 ではシートのはく離と比較して変形が進行し変位 32mm で寸法 2mm 程度の部分的な破断が確認され、変位 50mm 程度で破断が拡大し、はく離の進展は停止した。一方、写真-2(c) に示した Case3 では変位の増加に伴うはく離の進展が供試体端

部に到達するまで繊維の破断は確認されなかった。

ここで、既往の研究⁵⁾では、炭素繊維を用いた従来工法の場合、変位の増加により繊維が破断することなくはく離が概ね均等に進展し、はく離周長に比例して荷重が増加する結果が得られており、その耐力は単位はく離強さ（荷重／はく離周長）をもとに評価できている。本実験結果について、荷重とはく離周長の関係を図-3に示す。Case3の場合、既往の研究の結果と同様に、はく離の進展（＝はく離周長の増加）に伴い荷重が一定の割合で増加していることがわかる。一方、Case1の場合、はく離は進展するものの荷重の増加は限定的であり、Case2の場合、はく離の進展が限定的で荷重の増加も限定的であった。この結果から、低強度の材料を用いた対策工では、荷重-変位特性や破壊形態が従来工法と異なるため、従来の単位はく離強さのみでは耐荷力特性の評価が難しいことがわかる。

(3) 単位繊維強さによる照査

Case1のように繊維が独立して挙動し荷重を受け持つ構造の場合、破壊形態を踏まえると、繊維強度×繊維本数でシート耐力を評価できると考え、単位繊維荷重（押抜き荷重／有効繊維本数 n ）を算出して各ケースで比較を行った。ここで、有効繊維本数は、押抜き部と供試体をつなぐ繊維の本数であり、1本破断あるいは端部はく離するごとにマイナス1本となる。すなわち、耐荷力として有効に機能している繊維の本数である。図-4に単位繊維荷重と変位関係を示す。単位繊維荷重は、変位の増加に伴い変動するものの、概ね20～35（N/本）で推移する結果となり、シートの仕様によっては単位繊維強度も考慮してシート耐力を評価する必要があると考えられる。

以上より、従来工法と比較して、低強度の材料を用いた対策工のはく離抵抗性能に関して以下の知見が得られた。

網状シートのような繊維の編み込み構造を有するシートでは、従来工法と異なり、各層の繊維が独立した挙動を示し、はく離が進展するものの荷重の増加は小さい。このような破壊形態に対しては、単位繊維強度も考慮してはく離抵抗性能を評価する必要があると考えられる。

塗布シートのような樹脂材料を塗布し塗膜を形成するシートでは、従来工法と異なり、シートのはく離と比較して材料の伸びが先行し、局所的な破断が発生し破断が進展する。はく離の進展は限定的で荷重の増加は小さい。

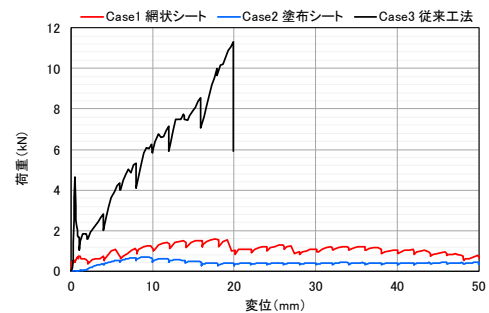
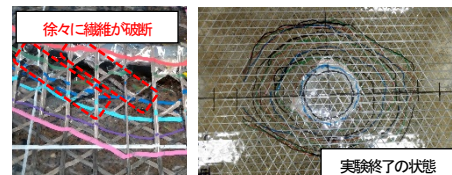
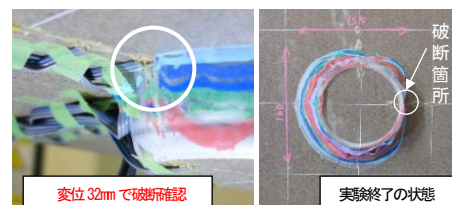


図-2 荷重と変位



(a) Case1 網状シート



(b) Case2 塗布シート



(c) Case3 従来工法

写真-2 観察結果

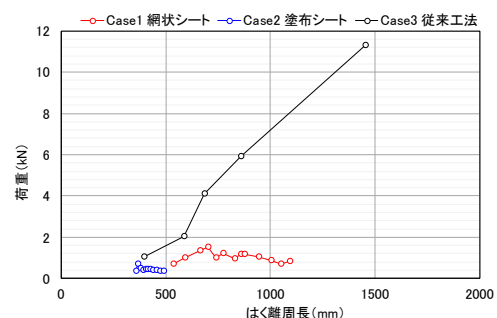


図-3 荷重とはく離周長

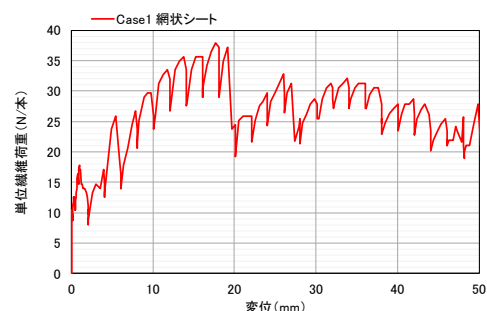


図-4 単位繊維荷重と変位

2.2 実験・解析による補修・補強に求められる革新的材料の劣化メカニズムの解明

道路トンネルにおける変状対策は、ひび割れなどの変状が顕著に現れている箇所に対して、補修・補強の必要性や施工規模を過去の事例や経験に基づき検討し、対症療法的に実施している⁶⁾。道路トンネルに発生するうき・はく離の対策工の設計手法については、未解明な設計荷重や力学的なメカニズムのもと、個々の変状に対し経験や実績などで対処しており、その効果の持続性や耐久性についても実績から判断せざるを得ない状況にある。老朽化した道路トンネルを中長期的に維持していくためには、施工する対策工の長期的な耐久性を把握しておく必要があり、その評価方法の確立が望まれる。

そこで本稿では、道路トンネル対策工の長期的な耐久性を評価する促進劣化試験方法の確立に向け、促進条件の検討として、対策工を用いた室内での促進劣化試験と屋外での暴露試験を行い、両試験を比較検討したので報告する。また、共同研究で開発を進めている対策工の既設トンネル（旧宇津トンネル）での試験施工から約2年が経過し、その経過観察を行ったので状況を報告する。

2.2.1 試験方法

(1) 供試体の作製

供試体の形状を図-5に示す。供試体には、コンクリート2次製品として入手が容易なJIS A 5371に規定する舗装用コンクリート平板（寸法：300×300×60 mm）を用いた。中央部をコアドリルを用いてφ100 mmの円形状にカットしていき、貫通はさせず、平板の厚さに対して5 mm残存する加工とした。対策工は平板の表面全体（コア部の残存側）に施工した。今回試験に使用した対策工は、施工性や維持管理性の改善を目的として検討中のタイプの異なる5種類（A、B、C、DおよびE）を用いた。5種類の対策工の諸元を表-2に示す。

(2) 室内促進劣化試験

室内促進劣化試験は、写真-3に示すように一定の温湿度に制御した恒温恒湿槽内で、飽和酸化カルシウム水溶液（以下、「アルカリ水」と称する）中に(1)で作製した供試体を半浸漬した状態で実施した。アルカリ水を使用する理由は、一般的なトンネル環境下では紫外線による影響はほとんどなく、高温にもさらされないと考え、対策工に対する劣化因子は主に水分と考えられた。予備試験において、水とアルカリ水の浸漬試験を行った結果、アルカリ水による浸漬の方が促

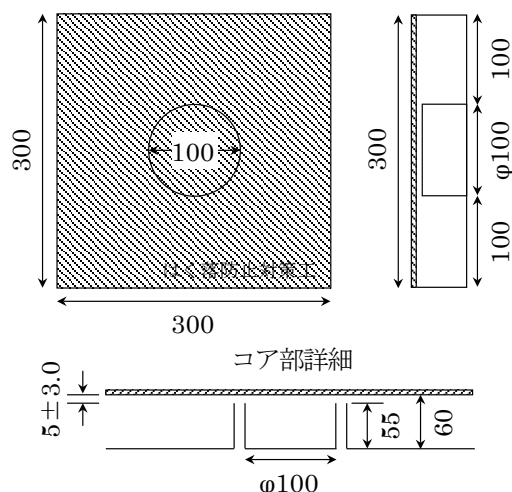


図-5 供試体の形状（単位：mm）

表-2 対策工の諸元

工法	材料の構成	成分	塗布量(kg/m ²)
A	下含浸	エポキシ樹脂	0.4
	連続繊維シート	ガラスクロス	—
	上含浸	エポキシ樹脂	0.2
B	プライマー	エポキシ樹脂	0.1
	中塗り	ウレアウレタン樹脂	0.8
	連続繊維シート	ビニロン製ネット	—
C	上塗り	アクリルウレタン樹脂	0.12
	プライマー	ウレタン樹脂	0.12
	中塗り	ウレタン樹脂	0.6
D	連続繊維シート	PE製ネット・不織布併用	—
	フィラー	エポキシ系ポリマーセメントモルタル	1.0
	プライマー	エポキシ樹脂系水性ウレタン	0.04
E	中塗り	ウレタン/ウレア樹脂系塗料	1.4
	上塗り	ポリウレタン樹脂塗料	0.12
	プライマー	エポキシ樹脂	0.15
	中塗り	エマルジョン樹脂塗料	1.5
	連続繊維シート	ポリエチレンメッシュ	—
	上塗り	シリコン系塗料	0.15



写真-3 室内促進劣化試験の状況

進効果が高かったため、コンクリート浸出水を想定したアルカリ水浸漬試験を行うこととした。今回の室内促進劣化試験で設定した促進条件（試験温度および湿度、浸漬期間）を表-3に示す。

表-3 室内促進劣化試験での促進条件

温度	湿度	浸漬期間
20℃	90%	0、7、14、28、56 日
40℃		
60℃		

(3) 屋外暴露試験

屋外暴露試験は、(1)で作製した供試体を写真-4に示すように既設トンネル（廃道）内の側壁に立て掛ける形で実施した。10 年分の供試体を暴露しており、本稿では、2 年間暴露した供試体を持ち帰った。暴露期間中の温度および湿度については、温度・湿度データロガーで常時測定した。



写真-4 屋外暴露試験の状況

(4) 耐荷力の試験方法

(2)室内促進劣化試験および(3)屋外暴露試験を終えた供試体の耐荷力を試験した。試験方法は、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抜き試験方法（JSCE-K533-2013）」⁷⁾に準拠した。本来この規準は、鉄筋コンクリート構造物にはく落防止対策が実施されていることを想定しており、トンネルでの覆工コンクリートのはく落対策は想定していない。しかし、現状では、多くの対策工法において、この規格である押抜き性能 1.5 kN を満たすような条件を基準として用いている。

試験状況を図-6 に示す。試験時の温度は、 $23\pm2^{\circ}\text{C}$ に設定し、荷荷は、まず 1 mm/min の速度で供試体コアの残存部分が破壊するまで荷荷し、破壊後は、5 mm/min の速度で荷荷し続け、最大荷重を測定した。

2.2.2 試験結果

(1) 供試体の外観変化

表-4 に、室内促進劣化試験の供試体（40℃、56 日間）と屋外暴露試験の供試体（1、2 年間）の外観変化を示す。

供試体 A では、室内促進において、40℃で 56 日間行くと対策工の表面全体に膨れが生じていた。屋外暴露したものについては、膨れや割れなどの変状は見られなかった。供試体 B は、室内促進では、膨れや割れなどの変状は見られず、屋外暴露したものについても同様であった。供試体 C については、室内促進では、膨れや割れなどの変状は見られなかったが、屋外暴露

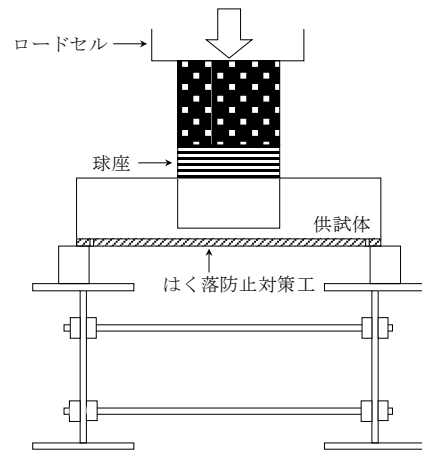


図-6 押抜き試験

工法	室内促進劣化試験 (40℃、56 日経過)	屋外暴露試験 (1 年経過)	屋外暴露試験 (2 年経過)
A			
B			
C			
D			
E			

表-4 室内促進と屋外暴露後の供試体外観

したものにおいては白い斑点が生じていた。供試体Dについては、室内促進では、膨れや害れなどの変状は見られなかったが、屋外暴露したものにおいては汚れが生じていた。最後に、供試体Eについては、室内促進では、対策工の表面全体に膨れが生じていた。屋外暴露については、汚れが生じていた。

(2) トンネル内の気温変化

屋外暴露試験を行っているトンネル環境中の気温および湿度を図-7に示す。8月頃は約20℃～25℃、1月頃は約0℃～5℃であり、季節による温度変化が見られた。湿度は、0～100%の間を大きく変動し、平均湿度は80%であった。湿度が大きく変動した理由として、トンネル内の気温変化により結露が発生し、湿度センサーに付着したことが考えられる。

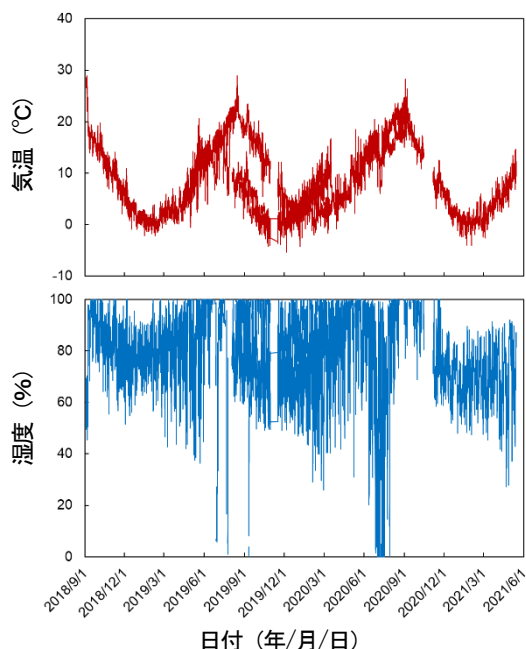


図-7 屋外暴露環境中の気温および湿度

(3) 押抜き試験

室内促進及び屋外暴露を終えた供試体(A、B、C、DおよびE)の押抜き試験結果を図-8に示す。

押抜き試験の初期値は、供試体Aは5 kN程度、供試体B～Eは1.5～2.5 kN程度であった。供試体Aは、室内促進の温度にかかわらず、0日から7日にかけて2～3 kN程度、40℃では2 kN程度まで最大荷重が低下した。加えて、40℃と60℃は7日以降も低下した。屋外暴露においても、最大荷重が1年で2.5 kN程度まで低下し、2年目にかけて僅かに増加する結果となった。室内促進と屋外暴露の結果を比較すると、室内促進40℃の14日と屋外暴露2年目の最大荷重が同等となった。供試体Bは、室内促進の20℃と40℃におい

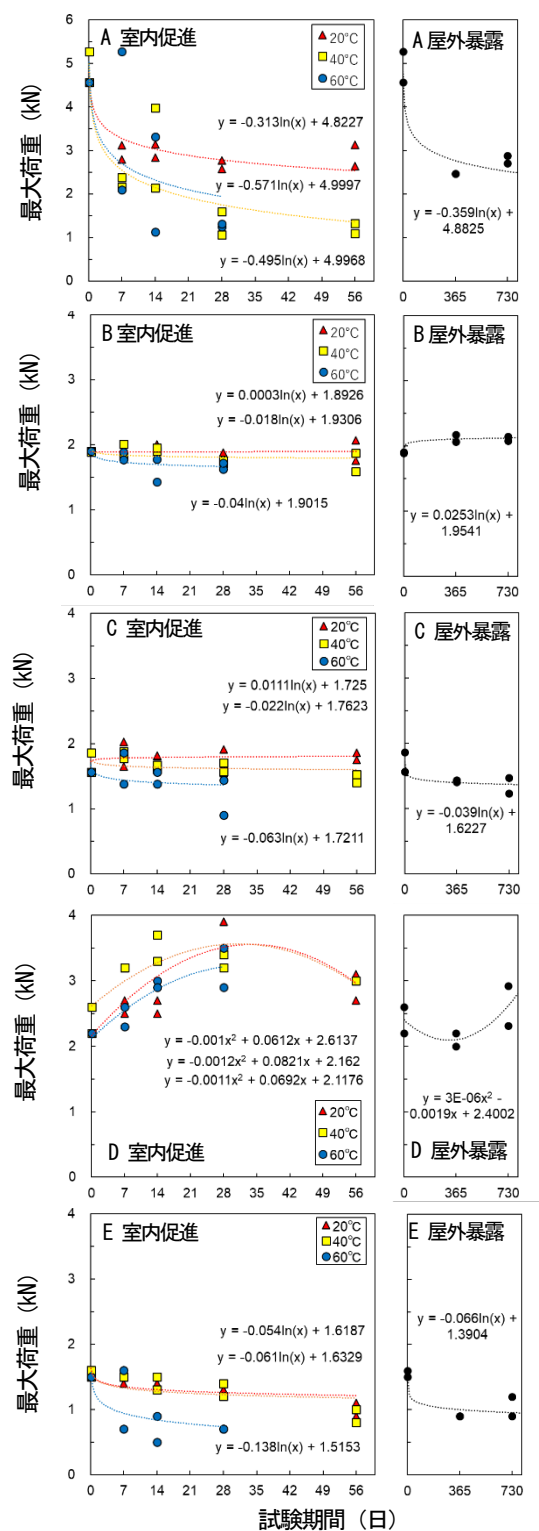


図-8 各供試体の押抜き試験結果

て、最大荷重の変化はほとんど見られなかった。60℃においては、僅かに低下傾向を示した。屋外暴露においては、最大荷重が初期値から僅かに増加した。室内促進と屋外暴露の比較では、最大荷重の変化に同じ傾向は見られなかった。供試体Cは、室内促進の20℃と40℃において、最大荷重の変化はほとんど見られな

かった。しかし、60℃においては、最大荷重が初期値から僅かに低下した。屋外暴露においても、最大荷重が僅かに低下する結果となった。室内促進と屋外暴露の比較では、室内促進 60℃の 14 日と屋外暴露 2 年の最大荷重が同等となった。供試体 D は、室内促進において温度にかかわらず、0 日から 28 日にかけて最大荷重が増加した。その後、20℃と 40℃においては、最大荷重が減少傾向に転じた。屋外暴露においては、最大荷重が 1 年目で僅かに減少し、2 年目には増加する結果となった。室内促進と屋外暴露の比較では、室内促進 40℃と 60℃の 14 日において、屋外暴露の 2 年目と最大荷重が同等となった。供試体 E は、室内促進の 20℃と 40℃では同じような低下傾向にあり、56 日で最大荷重が 1 kN まで低下した。60℃については、14 日で 1 kN を下回った。屋外暴露においても、最大荷重が 1 年目で 1 kN まで低下した。室内促進と屋外暴露の比較では、室内促進 60℃の 14 日において、屋外暴露 2 年目と最大荷重が同等となった。

以上の結果を踏まえ、対策工の材料がエポキシ系、ウレタン系、繊維の有無によって最大荷重の変化傾向が異なることが分かった。また、室内促進と屋外暴露を比較すると、供試体 A、C、D において、屋外暴露の最大荷重の変化傾向が室内促進の 40℃または 60℃の傾向と近くなることが分かった。加えて、屋外暴露 2 年目の最大荷重は、供試体 B を除いて、室内促進 40℃または 60℃の 14 日の最大荷重と同等となった。そのため、室内促進 14 日の最大荷重から、屋外暴露 2 年目の最大荷重が予測できる可能性が示唆される。しかし、屋外暴露のデータは今後も観測が必要であるため、来年度以降もデータを収集し、より精度の高い比較を行うことが求められる。

2.2.3 既設トンネルでの試験施工（約 2 年経過）

道路トンネルの対策工について、既設トンネル（廃道）を利用した実環境下での試験施工について、2 年目の状態観測を行った。観察した際の対策工の状況を図-9 に示す。工法 A では、対策工表面に膨れや割れなどの変状は見られなかった。また工法 B においても、多少の汚れだけで同様であった。工法 C において、膨れや割れは確認されなかったが、1 年目よりも施工表面の白濁が進行していた。工法 D において、対策工表面の汚れだけで変状は確認されなかった。一方、工法 E の対策工表面には、1 年目よりも膨れと汚れが進行していることが確認された。

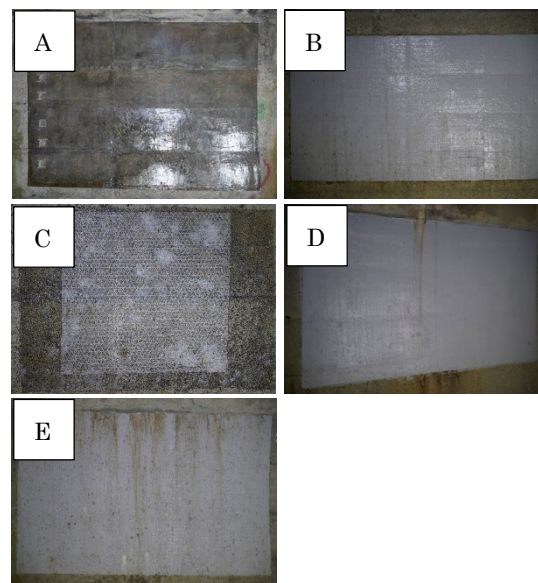


図-9 対策工の状態（約 2 年経過）

3. まとめと今後の課題

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

従来工法と比較して、低強度の材料を用いた対策工のはく離抵抗性能に関して以下の知見が得られた。

- ・網状シートのような繊維の編込み構造を有するシートでは、従来工法と異なり、各層の繊維が独立した挙動を示し、はく離が進展するものの荷重の増加は小さい。このような破壊形態に対しては、単位繊維強度も考慮してはく離抵抗性能を評価する必要があると考えられる。
- ・塗布シートのような樹脂材料を塗布し塗膜を形成するシートでは、従来工法と異なり、シートのはく離と比較して材料の伸びが先行し、局所的な破断が発生し破断が進展する。はく離の進展は限定的で荷重の増加は小さい。

今後は、これらの結果を踏まえ、従来工法と比較し低強度の材料を用いる場合の荷重-変形特性や破壊形態等を考慮した性能評価手法の検討や、現場適用の際の留意事項の整理等が必要である。

3.2 実験・解析による補修・補強に求められる革新的材料のメカニズム解明

促進劣化試験の確立に向けた促進条件の検討を目的に、工法の異なる 5 種類の対策工を用いて室内促進劣化試験と屋外暴露試験を行い、押抜き試験を実施した結果、令和 2 年度に得られた成果は以下のとおりであった。

- ・対策工の工法（エポキシ系、ウレタン系、繊維の有無）によって、最大荷重の変化傾向が異なることが

明らかとなった。

- ・室内促進劣化試験と屋外暴露試験の比較では、供試体 B を除いて、室内促進 40℃または 60℃の 14 日と、屋外暴露 2 年目の最大荷重が同等となった。そのため、室内促進 14 日の最大荷重から、屋外暴露 2 年目の最大荷重が予測できる可能性が示唆される。
- ・対策工の試験施工において、2 年目の状態観察を行った。変状がほとんど見られないものがある一方、一部のもので対策工表面に膨れと汚れが進行していた。

今後も、屋外暴露試験を継続し、データ収集を行うことで、室内促進試験から予測される劣化傾向の精度の向上を目指す。

参考文献

- 1) 国土交通省 道路局：道路メンテナンス年報、令和 2 年 9 月
- 2) 国土交通省道路局：道路トンネル定期点検要領、平成 31 年 2 月
- 3) 国土交通省道路局国道・技術課：道路トンネル定期点検要領、平成 31 年 3 月
- 4) 森本智、日下敦、吉岡和哉、長谷川慶彦：NATM により建設された道路トンネルにおける材質劣化に起因する変状の実態、土木技術資料、第 61-4 巻、pp. 24-27、2019. 4
- 5) 石村利明、真下英人、箱石安彦：既設トンネルのはく落防止対策工の耐力評価に関する一考察、土木学会トンネル工学報告集、第 14 巻、pp. 325-330、2004. 11
- 6) TCS 研究会：FRP によるトンネル覆工剥落対策マニュアル、167p.、2003. 5
- 7) 土木学会：2018 年制定コンクリート標準示方書【規準編】「コンクリート片のはく落防止に適用する表面被覆材の押抜き試験方法(JSCE-K 533-2013)」、pp. 479-482、2018. 10

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

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

担当チーム：地質・地盤研究グループ（施工技術チーム）

研究担当者：宮武裕昭、澤松俊寿、小出央人、青木信哉

【要旨】

本研究では、補強土壁において盛土材の漏出を防止する目的で一般的に用いられる不織布に着目し、その漏出抑制効果の評価手法を検討した。具体的には、壁高約 6 m の土被り圧を再現した隣接する壁面材どうしの接合部の模型実験を実施し、不織布の幅、剛性及び粗度をパラメータとして、壁面材の開きに対する不織布の挙動を調べた。実験で得た接合部の開きと不織布のたわみの関係において、開きの増加に対して不織布のたわみが急増する点と盛土材の漏出抑制機能が限界となる点をそれぞれ工学的に定義し、ワイブル分布曲線式を利用してこれらの限界点を定量的に表した。さらに、盛土材の漏出抑制に有効に機能する不織布の幅として有効不織布幅を定義し、有効不織布幅と上記の 2 つの限界点に対応する開きの関係を定式化した。同式は、設計上の壁面材どうしの接合部の開きが与えられれば、これに必要な不織布幅を算出できるほか、補強土壁の点検において盛土材漏出抑制機能に基づいた壁面材どうしの接合部の健全性評価の指標となり得ることを示唆した。

キーワード：不織布、補強土壁、盛土材のこぼれ出し、限界状態

1. はじめに

補強土壁は盛土材、補強材及び壁面材が相互に拘束され一体となって安定するものである。したがって、盛土材の漏出はその量によっては補強土壁のメカニズムを損ない、安定性に大きく影響を与える。平成 28 年度から平成 30 年度に実施した変状事例調査によると、盛土材の漏出は事例の数は限定的であるものの、(a)壁面材と連続する構造物等との接続部及び(b)隣接する壁面材どうしの接合部（以下「壁面材どうしの接合部」という。）で確認されている（図-1）。盛土材の漏出を抑制するための構造としては、壁面材の背面に不織布を設置することが多いが、(a)及び(b)にずれ及び開きが生じた際の不織布の挙動は必ずしも明らかにはなっていない。

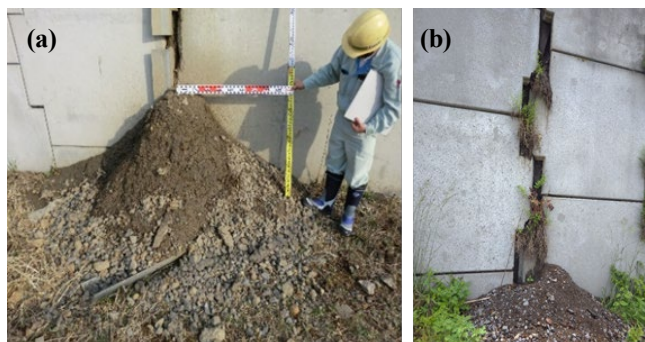


図-1(a)壁面材と連続する構造物等との接続部からの漏出
(b)壁面材どうしの接合部からの漏出

令和元年度は、(a)に着目して、不織布の配置及び寸法をパラメータとした壁高 2.0 m の模型を用いた実験を実施し、盛土材の漏出を抑制するためには幅の大きな不織布が効果的であることを報告した。令和 2 年度は、(b)に着目して、盛土材の漏出抑制として設置する不織布の機能を、壁高 5.6 m 相当の土被り圧を再現した模型実験により、不織布の幅及び壁面材の剛性、粗度をパラメータとして、壁面材の開きに対する不織布の挙動を確認し、盛土材漏出抑制機能が限界となる状態を調べた。

2. 実験目的

(b)においても、(a)と同様に盛土材の漏出を抑制するために不織布が多く用いられている。ここでは、盛土材の漏出が生じる際の挙動や不織布による漏出抑制効果を調べることを目的に、(b)における壁面材の開きを模擬することができる模型を用いて実験を行った。

3. 実験方法

3. 1 実験装置

壁面材どうしの接合部における壁面材の開きを模擬することができる実験装置を作製した。図-2 に実験装置の概要図をそれぞれ示す。実験装置は、底の開いた幅 2.30 m×奥行 0.75 m×高さ 1.60 m の土槽、その底面部に設置した壁面材を模擬した 2 枚のコンク

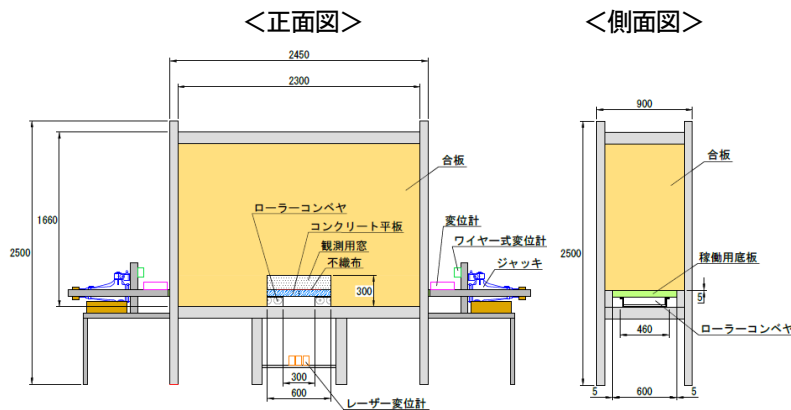


図-2 実験装置の概要図

表-1 盛土材の特性値

項目	内容
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.687
最大間隙比 $e_{\max}$ (-)	0.930
最小間隙比 $e_{\min}$ (-)	0.560
内部摩擦角 ϕ_i (°)	39.9
粘着力 c_d (kN/m ²)	4.5
平均粒径 D_{50} (mm)	0.35
細粒分含有率 F_c (%)	5.5

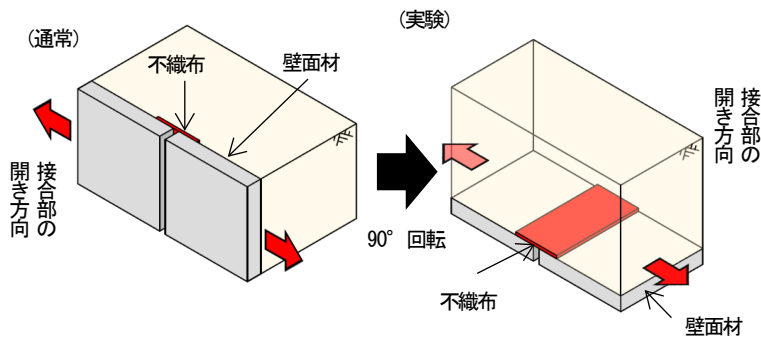


図-3 実験における壁面材の向き

表-2 不織布の特性

項目	規格値
材料・製造方法	ポリエステル 連続長繊維不織布
重量	400 g/m ²
厚さ	4 mm
引張強度	タテ 588 N/5cm, ヨコ 441 N/5cm
引張伸度	タテ 60%, ヨコ 60%

リート平板とそれを移動させるためのジャッキからなる。この2枚のコンクリート平板により補強土壁の壁面材どうしの接合部を再現した。以下、このコンクリート平板を「壁面材」と称する。後述のとおり、この実験装置には壁面材を水平方向に移動させる機構を備えており、これにより任意の量の壁面材面内方向の接合部の開きを導入することができる。

通常、壁面は鉛直又は鉛直に近い勾配であるが、図-3に示すとおりこの実験では水平、すなわち壁面材の前面を鉛直下向きになる状態とした。これは、実験において極力大きな土被り圧を作用させることを目的に、壁面材の背面に作用する土圧に、通常の水平方向又は水平に近い方向に代わって鉛直方向の土圧を用いるためである。すなわち、この実験装置において壁面材背面に作用する土圧は、実験装置で土被り1.5mとした場合、壁面が鉛直な場合の深さ5.6mの位置の壁面材背面に作用するランキンの主働土圧に相当する（盛土材のせん断抵抗角を表-1に示した値とした場合）。なお、本実験では壁面材の移動に起因した不織布の挙動に着目していることから、補強土壁の補強材は設置していない。

3. 2 使用材料

3.2.1 盛土材料

盛土材料には、川砂を使用した。川砂の特性を表-1に示す。盛土材の漏出が発生しやすいようにその含水の程度を気乾状態とした。また、ホッパーを用いて空中落下法により盛土を構築する際に、極力大きな間隙比が得られるように落下高さを設定した。その結果、盛土の相対密度 D_r は65%程度を得た。

3.2.2 不織布

実験に使用した不織布については、実際に補強土壁の盛土材漏出抑制に使用されている複数の不織布の実態を調査し、その強度が中間的なものを選定した。実験に用いた不織布の特性を表-2に示す。

3. 3 計測方法

壁面材どうしの接合部の開きに対する不織布の挙動を調べるために、盛土材の漏出が確認されるまで壁面材を片側10 mm/minの載荷速さで両側同時に移動させ、図-4に示すように、①接合部の開き W 、②不織布中央のたわみ d_{cr} 、③不織布の引き抜け量 d_{po} の計測を行った。

3. 4 実験ケース

不織布の幅及び土被り厚、不織布の粗度、剛性をパラメータとして、7ケースの実験を行った。表-3に実験ケー

表-3 実験ケースの概要

ケース	主不織布幅 (mm)	土被り圧 (kN/m ²)	不織布表面の状態 [摩擦係数]	不織布 の枚数	概要
1	300	22.1	上面:盛土材 下面:コテ仕上げ[0.55]	1	実験装置の検証のため、補助不織布を 100mm、検証区間を 400mm
2	300	22.1	上面:盛土材 下面:コテ仕上げ[0.55]	1	基本ケース
3	300	22.1	上面:盛土材 下面:不織布[0.23]	1	主不織布と壁面材の間の摩擦抵抗を小さくした
4	500	22.1	上面:盛土材 下面:コテ仕上げ[0.55]	1	主不織布幅を大きくした
5	300	9.6	上面:盛土材 下面:コテ仕上げ[0.55]	1	土被り圧を小さくした
6	300	22.1	上面:盛土材 下面:コテ仕上げ[0.55]	2	不織布を2枚重ねし、剛性を強くした
7	300	22.1	上面:不織布[0.23] 下面:不織布[0.23]	1	主不織布の両面に不織布を設置するとともに、主不織布が引き抜けやすくなるよう主不織布上面の不織布を中央で分割した

スの概要を、図-5 に不織布の配置の概要図を示す。なお、実験装置の構造上の制約から、壁面材を所定の方角に移動させるためにガイドを設けたが、このガイドによって不織布の盛土材の漏出抑制機能に影響を与えることはこの実験では意図していない。そのため、挙動を評価する範囲の不織布に対するガイドの影響を回避するために、影響の緩和区間として補助不織布を設置した。この補助不織布に対して、評価のために用いる不織布を主不織布と呼ぶこととする。

また、主不織布と補助不織布がラップする幅はすべてのケースで 75 mm に固定した。

実験模型の構造上の制約からやむを得ず設置している補助不織布が、盛土材漏出抑制に影響を与えていないとみなせる幅を把握するために、ケース 1 では補助不織布幅：100 mm、検証区間 400 mm とし、ケース 2 では補助不織布幅：200 mm、検証区間 200 mm として比較を行った。比較の結果、ケース 2 の補助不織布幅、検証区間を基本ケースとして設定した。

ケース 3 では壁面材背面が仕上げ方法や経年等によりその粗度が変わることから、壁面材の粗度を意図的に下げることを条件とした。具体的には、壁面材の摩擦抵抗を極力下げるために、壁面材の表面に主不織布とは別の不織布を接着材で貼り付けることで摩擦抵抗の軽減を図った。なお、本ケースの実施に先立ち、「不織布-コンクリート（コテ仕上げ）」と「不織布-不織布」の摩擦特性の確認を行った。表-3 に摩擦係数を示す。ケース 3 における主不織布に働く摩擦抵抗は他ケースの半分程度である。

ケース 4 では、不織布幅が盛土材漏出抑制に与える影

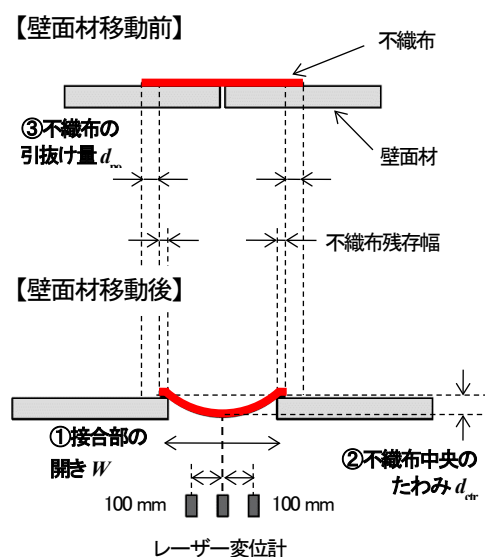


図-4 計測方法の概要図

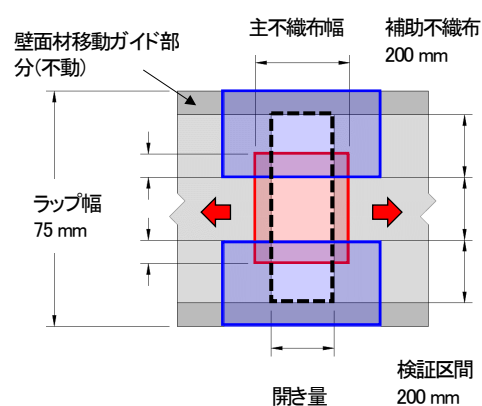


図-5 不織布の配置の概要図

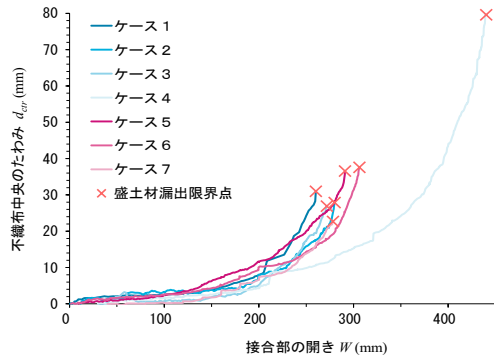


図-6 接合部の開き W と不織布中央のたわみ d_{ctr} の関係

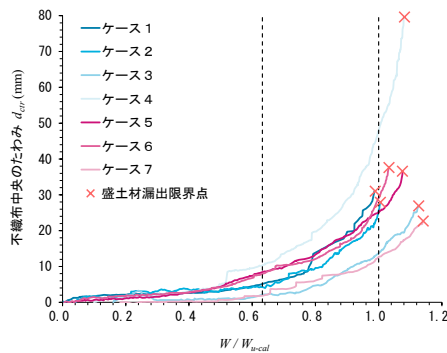


図-8 盛土材漏出限界点の開き W_{u-cal} で正規化した開き W と不織布中央のたわみ d_{ctr} の関係

響を確認するために、主不織布幅を 500 mm とした。

ケース 5 では、土被り圧を変えた場合の不織布の盛土材漏出抑制機能への影響を確認した。具体的には、他ケースの土被り圧が 22.1 kN/m^2 のところ、約 4 割の 9.6 kN/m^2 とした。

ケース 6 では、不織布の剛性の違いによる影響を確認するために、主不織布を 2 枚重ねとした。

ケース 7 では、不織布の粗度を軽減した影響を確認するため、主不織布の両面に不織布を設置した。さらに、主不織布が引抜けやすくなるよう、主不織布の上面に設置した不織布を中央で分割した。

4. 実験結果

図-6 に計測した接合部の開き W と不織布中央のたわみ d_{ctr} の関係を示す。ここで、盛土材が漏出する直前を盛土材漏出限界点と定義し、この点を表す物理量の添え字に "u" を付すこととする。したがって、盛土材漏出限界点に相当するときの接合部の開きを W_u 、不織布中央のたわみを d_{u-ctr} で表す。

4. 1 土被り圧、剛性、粗度の影響

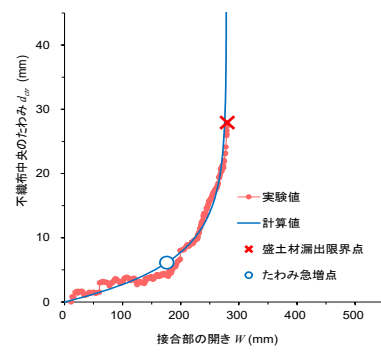


図-7 接合部の開き W と不織布中央のたわみ d_{ctr} の関係 (ケース 2 における実験値とワイブル分布曲線式による計算値の比較)

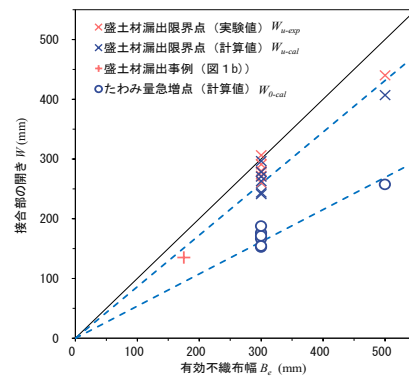


図-9 有効不織布幅 B_e と接合部の開き W の関係

土被り圧、剛性、粗度の影響を確認するために条件を設定したが、不織布の盛土材漏出抑制機能に有意な差異は確認されなかった。本実験の条件の範囲では、これらの影響は無視して扱うことができると考えられる。

4. 2 盛土材漏出機能が限界となる状態

実験では、不織布の片側から盛土材が漏出すると、一気に不織布が抜け落ちることが確認された。また、接合部の開き W が盛土材漏出限界点に近づくにつれて不織布中央のたわみ量が急増していることが確認された。ここで、接合部の開き量 W の増加に対する不織布中央のたわみ量 d_{ctr} の増加が大きく変化している点をたわみ量急増点 "0" とすれば、この点までは不織布の挙動は安定していると考えることができる。このため、この点を工学的に定義する手段として、ワイブル曲線式⁹⁾によるフィッティングを試みた。以下にワイブル分布曲線式を示す。

$$\frac{W}{W_{u-cal}} = 1 - \exp \left[- \left(\frac{d_{ctr}}{d_{o-cal}} \right)^m \right] \quad (1)$$

ここに、 W_{u-cal} : ワイブル分布曲線式により推定した盛土材漏出限界点の接合部の開き量、 d_{o-cal} : ワイブル分布曲線式により推定したたわみ量急増点のたわみ量、 m : 曲線の曲

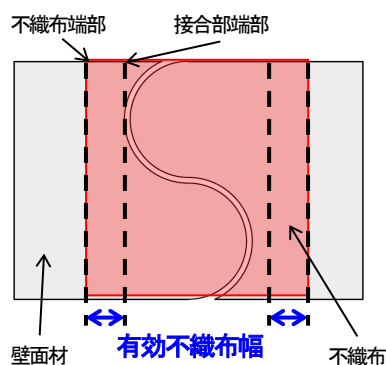


図-10 有効不織布幅の考え方

がり具合を示す変位指数である。

図-7 にケース 2 を例に、接合部の開き W と不織布中央のたわみ d_{cr} の関係について、実験値とワイブル分布曲線式による計算値を比較した結果を示す。

図-8 にワイブル分布曲線式より求めた W_{u-cal} で正規化した接合部の開き W と不織布中央のたわみ d_{cr} の関係を示す。 W_u / W_{u-cal} が 0.99~1.14 の範囲にあることから、 W_{u-cal} は実験値に対して概ね安全側の結果を与える。ここで、 $W_u / W_{u-cal} = 0.63$ は、ワイブル分布曲線の曲がり具合を示す指数 m を 1 としたときに一義的に決まる値である。いずれのケースも、 W / W_{u-cal} が 0.63 付近までは接合部の開きに対して不織布中央のたわみ d_{cr} は線形で安定して挙動しているが、これを超えると d_{cr} が急増し始めていると捉えることができる。このことから、盛土材漏出限界点“ u ”に対応する開き W_{u-cal} の 0.63 倍をたわみ急増点“ 0 ”としても支障はないと考えられる。

図-9 に有効不織布幅と盛土材漏出限界点とたわみ急増点に対応する開きの関係を示す。さらに、変状事例との比較のため、接合部の開きにより盛土材が漏出した事例（図-1(b)）の計測結果もプロットした。なお、変状事例の補強土壁では壁面材どうしの接合部と不織布端部の位置関係が一樣でないため、この影響を考慮するために不織布の端部と接合部までの距離の最小値を片側あたりの有効不織布幅と定義し、図-9 ではこれを 2 倍することで両側あたりの有効不織布幅として整理した（図-10）。この定義に従うと、本実験での有効不織布幅は主不織布幅に一致する。図-8 より盛土材漏出限界点“ u ”における接合部の開き W_{u-cal} 及びたわみ急増点“ 0 ”の接合部の開き W_{0-cal} を有効不織布幅 B_e の 1 次関数で表すと、以下のとおりとなる。

$$W_{u-cal} = 0.86 B_e \quad (2)$$

$$W_{0-cal} = 0.54 B_e \quad (3)$$

式(1)及び(2)を用いれば、任意の有効不織布幅 B_e に対して盛土材漏出限界点及びたわみ急増点の接合部の開きを得ることができる。そのため、設計において想定する壁面材どうしの接合部の開き W が与えられれば、必要となる不織布幅を設定することができるほか、補強土壁の点検において盛土材漏出機能に基づいた壁面材どうしの接合部の健全性の評価にも活用できるものと考えられる。

5. まとめ

本研究では、補強土壁の壁面材どうしの接合部に着目して、盛土材の漏出抑制として設置する不織布の機能を、壁高 5.6m 相当の土被り圧を再現した模型実験により、不織布の幅及び壁面材の剛性、粗度をパラメータとして、壁面材の開きに対する不織布の挙動を確認し、盛土材漏出抑制機能が限界となる状態を調べた本検討の範囲で得られた知見を以下に示す。

- ・土被り圧、剛性、粗度の影響を確認するために条件を設定したが、本実験の条件の範囲では不織布の盛土材漏出抑制機能に有意な差異は確認されなかった。
- ・たわみ急増点の接合部の開き W_{0-cal} を超えると、不織布中央のたわみ d_{cr} は急増し、盛土材漏出限界点の接合部の開き W_u に達すると一気に盛土材が漏出する。
- ・ワイブル分布曲線式から求める盛土材漏出限界点の接合部の開き W_{u-cal} は、実験値に対して安全側の結果を与える。
- ・ W_u / W_{u-cal} が 0.63 付近までは接合部の開きに対して不織布中央のたわみ d_{cr} は線形で安定して挙動しており、また実験値 W_u に対して盛土材漏出限界点“ u ”の 0.63 倍をたわみ急増点“ 0 ”として求めても概ね支障はないと考えられる。
- ・式(2)及び(3)を用いれば、任意の有効不織布幅 B_e に対して盛土材漏出限界点及びたわみ急増点の接合部の開きを得ることができる。
- ・有効不織布幅 B_e に対し、盛土材漏出限界点及びたわみ急増点の接合部の開きは、それぞれ、 $W_{u-cal} = 0.86 B_e$ 、 $W_{0-cal} = 0.54 B_e$ の関係が確認された。上記の式を用いることで、想定される壁面材どうしの接合部の開きに対して盛土材漏出抑制のために必要となる不織布幅の設計や点検における盛土材漏出機能に対する判定が可能となる。

令和 3 年度は、変状事例に対して本手法を適用し、その精度や適用条件を明確化する。

参考文献

- 1) 中谷昌一・白戸真大・井落久貴・松井謙二：水平力を受ける杭の弾性限界状態に関する研究、土木学会論文集 C (地圏工学)、Vol.64、No.3、pp.612-628、2008

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

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

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動チーム）

研究担当者：佐々木 哲也、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、カルバートの変状事例の整理、各部材・部位の変状と道路機能との関係についての検討、フォルトツリーのまとめと見直しを行ってきた。その結果、進展可能性、道路機能に影響を与える可能性ともに高い変状として、活荷重や偏土圧による頂版のひびわれや、漏水を伴うコンクリート部材の変状、導水工部材の取付不良や継手部の開き・ずれの部分からの水や土砂の流入が考えられた。これらの変状について設計段階での検討、重点的な経過観察、早期の措置を行うことは、効率的な道路機能維持につながる。偏土圧による頂版のひびわれについては、曲げモーメント分布の試算や応力度照査の試行の結果から、特にカルバート片側の盛土のみで緩みや変形に伴い水平土圧が小さくなる場合に進展可能性が高く、設計でも考慮する必要が生じる可能性が確認された。また、現地の地質調査や縦断方向の試算の結果から、前後区間の盛土の沈下に引き込まれて継手が開く可能性があり、設計での考慮や適切な施工により盛土の沈下を防ぐ必要性が確認された。

キーワード：カルバート、変状、フォルトツリー、進展可能性、道路機能

1. はじめに

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

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

令和 2 年度は、「シェッド、大型カルバート等定期点検要領」に基づく定期点検が 2 巡目に入った 1 年目の点検結果と 1 巡目の点検結果の比較を通して、実際の変状の進展状況について整理した。

2. カルバートの変状の進展が道路機能に与える影響

令和元年度までに事例整理の対象とした計 260 体のカルバートは主に、「シェッド、大型カルバート等定期点検要領」¹⁾ ²⁾に基づく定期点検の結果、判定区分がⅢ（早期措置段階）以上と報告されたものである。7.1.7 に示したこれらのカルバートの各部材・各部位で見られた変状の進

展が道路機能に与え得る影響について以下に示す。なお、現状で道路機能に影響を生じている事例はなく、以下は変状が進展した場合に想定される最悪の状況として示している。

2. 1 頂版のひびわれ

7.1.7 に示したとおり、頂版には、乾燥収縮、上載土圧、活荷重、偏土圧等、要因の異なる多数のひびわれが同時に生じることが多いが、個々のひびわれ自体は、幅や深さ、長さが小さなもので進展しない間は、内空の道路機能に特段の支障を及ぼさないと考えられる。また、乾燥収縮によるひびわれのように、コンクリートの強度発現機構や材料特性として生じるひびわれも、幅や深さが著しく大きくなることや、漏水や錆汁を伴う状態への進展がなければ、特段の支障はないと考えられる。

一方で、単独や少数のひびわれ、乾燥収縮によるひびわれでも、幅や深さが大きくなると、鉄筋が大气や水分に触れて腐食し、耐久性の低下につながる事が考えられる。また、多数のひびわれが生じ、例えば写真-1 の例のように亀甲状となった場合などは、ひびわれの深さが増すと、コンクリートのうき・剥離が生じ、コンクリート片が落下して利用者被害に至るおそれがある。さらに、コンクリートの剥離後に露出した鉄筋が腐食すると、頂版の部材とし



写真-1 亀甲状のひびわれの例



写真-2 ひびわれ補修の例

ての強度も損なわれる可能性がある。このように、頂版のひびわれの進展が放置されると、耐久性低下だけでなく利用者被害や頂版の耐力不足のおそれから、主に内空道路が通行不可となることで道路機能の喪失に至ることが想定される。

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

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

頂版の耐力不足の措置では、内空道路の通行止めを要する範囲や時間が増えるだけでなく、措置を行う期間中の活荷重の影響を避けるために上部道路の通行止めを要する状況も想定され、内空、上部道路ともに道路機能に大きく支障を及ぼすことになる。

特に、土被りが薄い（概ね2.5m以下）、活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交通量が増加した場合は、活荷重の影響を受けやすくなると考えられるので、上部道路の交通の変化とともに、頂版のひびわれの進展は注意深く観察・記録・保存され続ける必要があるといえる。

また、7.1.7の変状事例の整理で対象とした260事例のうち、活荷重による可能性が考えられる頂版のひびわれが発生しているカルバートは77事例あったが、そのうち少なくとも35事例が1999年以前に供用が開始されたものであった。設計時の活荷重は、平成11年（1999年）3月の「道路土工—カルバート工指針」⁵⁾以降はT-25が用いられているが、それより前の道路土工指針（例えば6））ではT-20が用いられ、より小さな荷重で設計されており、相対的に耐力が低く、ひびわれが発生しやすくなっている可能性もあるので、上部道路の交通量の変化に応じて十分な頻度での観察や記録が必要と考えられる。

その他、偏土圧によるひびわれは、カルバートの片側に寄って発生するなど、特定の位置に集中する傾向がある。こうしたひびわれが進展するとカルバートの頂版の特定の部位に弱点箇所を生じる一方、ひびわれの発生する部位は限定される。斜角が小さい、坑口の両側が非対称な構造など、偏土圧を受けることが想定されるカルバートでは、偏土圧の作用、偏土圧によるひびわれが生じる位置を適切に予測・評価することで、効率的な措置を実施して、内空や上部道路の道路機能に与える支障を少なく抑えることが可能と考えられる。7.1.7でもカルバート横断面への土圧分布が左右非対称な状況を想定した試算の結果、頂版の曲げモーメントが最大となる位置と、偏土圧の影響により頂版のひびわれが集中する位置は、概ね整合するものと考えられた。また、同一のカルバートでも、縦断方向上の位置や側方の盛土の状態、活荷重の作用状況によっては、偏土圧に対して不利となる場合があることも確認された。こ

のように安全性等を評価のうえ、評価結果に応じて措置を行っていくことが考えられる。

2. 2 側壁のひびわれ

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

「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 2 巡目の 1 年目の点検結果と 1 巡目の点検結果を比較しても、側壁のひびわれに関して顕著な進展が確認された事例はなかった。

一方、少数であるが、偏土圧や不同沈下が疑われるひびわれや、局所的に幅や長さの大きなひびわれが見られることもある。偏土圧による場合は、片方の側壁にひびわれの本数が集中する。不同沈下による場合は、斜め方向のひびわれとなる。局所的に大きなひびわれが見られる場合は、方向や長さ、発生位置等の特徴が当該カルバート毎に異なるが、施工不良や供用後に衝突を受けたこと等が疑われるとともに、耐久性を低下させ、漏水やうきが生じる契機、構造上の弱点箇所になりやすい。進展があり、それが放置された場合は、耐久性低下だけでなく、コンクリートの剥離による利用者被害や耐荷力不足のおそれから道路が通行不可となることで道路機能の喪失に至ることが想定される。しかし、予防保全の観点での補修では、限定的な範囲の一時的な通行止めで対応可能と考えられるので、施工状況やひびわれ発生の経緯が確認されるとともに、予防保全のための措置や、進展の観察・記録・保存が適切に実施される必要がある。

2. 3 ウイングのひびわれ

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

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

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



写真-3 ウイング打継不良部からの錆汁

2. 4 材料劣化に伴うコンクリート部材の変状

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



写真-4 コンクリート欠損の例



写真-5 導水工からの漏水を契機にした変状の進展の例



写真-6 うき・剥離のたたき落とし後の様子（例）

きなくなること、内空道路の安全な通行に支障をきたし、道路機能喪失に至るおそれがある。また、各部材の耐荷力が不足し、カルバートやウイングが崩壊した場合には、盛土もそれに追従して変形や崩壊に至り、上部道路の機能喪失に至るおそれもある。

定期点検 2 巡目の 1 年目の点検結果と 1 巡目の点検結果の比較によると、漏水や遊離石灰、剥離の範囲に拡大が見られる事例もある一方、状態に特段の変化が見られないものもあり、変状の進展の有無や程度はカルバート毎、箇所毎に異なっていた。例えば、上部道路や周辺盛土からの排水が流入するようなカルバートで、水が流入した付近では漏水等の変状の進展が見られた。

事例から見ても、集水地に立地するなどにより、水量が多く持続的な漏水を伴う場合、措置を行うまでの間にも、周辺の部材が水分を受けて劣化のおそれがあると考えられるため、発見後早期の措置が望まれる。

応急措置としては、変状が生じている部分のコンクリート片のたたき落とし（写真-6）やモルタル吹付け、恒久的な措置としては漏水対策等が想定され、早期の措置であれば、限定的な範囲の一時的な通行止めで対応可能と考えられる。この時、措置をした箇所が新たな変状の契機とならないよう、たたき落としでは大気や水分に触れやすくなった鉄筋の腐食防止、モルタル吹き付け等では補修部分やその周辺にうきが生じないような施工、漏水対策では措置後の経過観察等が必要である。

2. 5 継手部の変状

継手部の変状には、部材の経年劣化のみで他の各種変状を伴わないものと開き・ずれを伴うもの（写真-7）があり、前者であれば進展可能性も高くないと考えられる。一方、後者の場合、開口幅やカルバートブロック間の段差が大きくなり続けると、内空道路面に著しい段差が生じて道路機能の喪失に至るおそれがある。また、カルバートブロック間の隙間から内空に土砂や水が流入するようになり、その

量が増えたまま放置されると、内空の湛水や土砂による閉塞に至り、道路機能の喪失に至るおそれがある。寒冷地のカルバートでは、流入する水が大きな氷柱となり、落下して利用者被害を生じることも想定される。事例整理の対象とした範囲では、道路機能喪失は報告されていないが、カルバートブロック間の隙間や段差は、大きなもので隣接するカルバートブロックの部材表面間の距離で10cm程度であった。

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

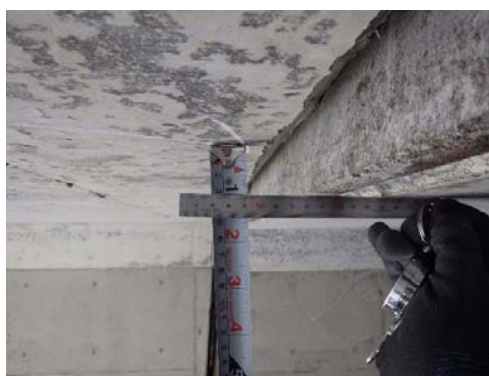
これを防ぐため、継手部の開き・ずれの要因と考えられる基礎地盤の沈下、盛土の変形等が、一時的なものか、継続し得るものかの判断とそれに応じた方法や程度の措置が必要である。その際、継手部の開き・ずれの空間的分布や周辺の地形から、各ブロックや全体としての変位や沈下の状況、今後想定される荷重の作用の変化を総合的に踏まえた判断が必要である。

定期点検 2 巡目の 1 年目の点検結果と 1 巡目の点検結果の比較の範囲では、基礎地盤の沈下や盛土の変形が要因と考えられる場合でも、継手の開きやずれに顕著な進展が見られた事例はなかった。多くの場合は基礎地盤の沈下や盛土の変形が施工後の初期の段階で生じたものだったと考えられるが、引き続き事例を蓄積し、継手の開きやずれの進展の傾向を見ていく必要は考えられる。

基礎地盤の沈下や盛土の変形が一時的なものと判断されれば、継手部の止水等の補修で対応可能と考えられる（写真-8）。軟弱地盤や集水地に設置されているなどで継続し得るものであれば、基礎地盤やカルバートブロックの沈下量、盛土の変形量を継続的に観測のうえ、収束が見られた時点でカルバートブロック間や上部道路または内空道路の路面の段差を擦り付けることが想定される。こうした対応は、限定的な範囲の一時的な通行止めで可能と考えられる。写真-8 の例は、定期点検で 5cm 程度の継手部の開きが報告され、経過観察後に止水されたものと考えられる。当該カルバートは、軟弱地盤に立地していたことや、盛土が集水しやすかったことから、内空への水や土砂の流入が懸念され、早期に補修したのと考えられる。収束が見込めない場合は、沈下の促進や継続的な沈下を見越した措置が必要となるが、カルバートが追従可能な沈下量にも限りがある。また、カルバートの施工前であれば、プレロードや内空断面の余裕確保、上げ越し等をするが、供用開始後では、これらのための用地や内空断面の確保が難しい。



(a) 開き



(b) 鉛直方向の段差



(c) 水平方向の段差

写真-7 継手部の開き・ずれを伴う変状の例

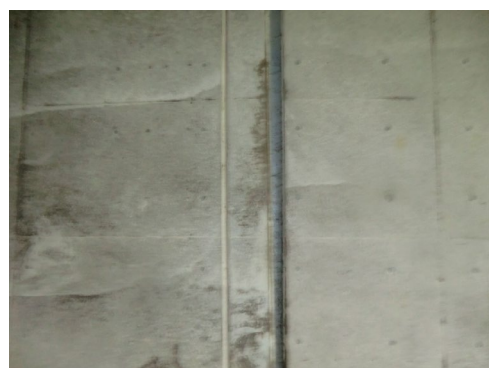


写真-8 開いた継手部の止水の例

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、軟弱地盤の厚さや分布、集水しやすい箇所、措置の方法も含め、設計の段階で十分に検討する必要があるといえる。

2. 6 ウイング取付部の変状

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

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

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

2. 7 排水施設の不具合

排水施設の不具合が放置されたまま進展すると、カルバート内空への漏水が著しくなることや内空に流入する雨水や地下水の排水が悪くなることで、写真-9のように天候と関係なく内空に水溜りができるだけでなく、湛水、緩みや変形の進んだ盛土の崩壊、空洞化による上部道路の陥没が生じて、道路機能の喪失に至るおそれがある。道路機能喪失は事例整理の対象とした範囲では報告されていないが、盛土の状態によっては豪雨や地震を契機に起こることも考えられる。

これを防ぐため、カルバートブロック間に設けられた導水工の損傷に対しては、2. 5および2. 6に述べた継手部やウイング取付部の変状と同様の考え方で、措置や設計上の配慮が必要である。また、排水溝の詰まりに対しては、排水溝の清掃も考えられる。

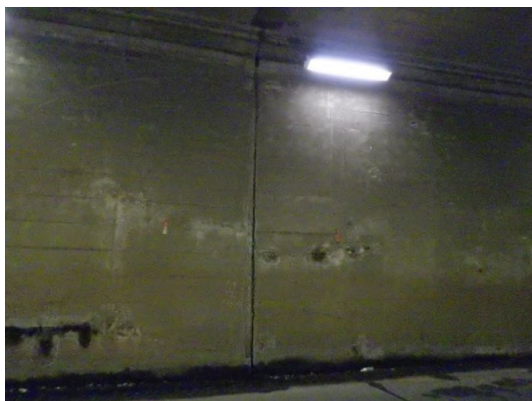


写真-9 内空の水たまり

2. 8 底版直下の空洞発生

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

水路カルバートの洗掘の事例数は少ないが、20～60cm程度の空洞が発生していた。これらのカルバートはいずれも土かぶり2～5m程度を有し、道路の下を横断していたが、道路機能への影響は報告されていない。少なくとも半数が供用開始から40年以上経過しており、長期にわたる洗掘で底版直下の空洞が大きくなっているものの、カルバートが周辺の盛土に拘束され、著しい沈下や傾斜には至っていない状況が考えられる。土かぶりが小さく、盛土によるカルバートの拘束が不十分な場合はカルバートの沈下や傾斜が起こりやすくなることが考えられる。また、豪雨や地震を契機に盛土材の吸出しが起こり、道路機能の



写真-10 底版直下の洗掘の例

喪失に至る可能性も考えられる。水路として供用される部分を含むカルバートは、その目的から常時流水の作用を受けていることや、集水地や傾斜地盤に設置される場合も多いことから、設計および施工の段階で現場条件を踏まえた洗掘防止の検討が必要といえる。道路カルバートでも、軟弱地盤や集水地、基礎地盤条件変化部に設置される場合、不同沈下の程度や継続期間の想定を踏まえた検討が必要と考えられる。

2. 9 内空道路面の変状

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

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

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

2. 10 上部道路面の変状

上部道路面の亀裂・段差の発生にも多様な要因が考えられ、発生要因毎に進展可能性や必要な措置も異なる。局所的で舗装の劣化のみが要因の場合、道路機能の喪失や利用者被害への進展可能性は低いと考えられる。

一方、寒冷地における凍上が起こると、開口幅や長さの大きな亀裂の発生や、路床・路盤の支持力低下が生じ、道路機能の喪失に至るおそれがある。凍上に対しては、設計・施工の段階においてはカルバート頂版上部や側壁背面を非凍上性の材料で置き換える措置、あるいは板状断熱材で被覆する措置が考えられる。供用開始後では、カルバート内空を板状断熱材で被覆する措置が考えられるが、内空に

おける被覆の剥離により凍上対策の効果が得られないことや利用者被害が起らないよう、被覆材は内空のコンクリート部材面に確実に付着させる必要がある。

また、カルバートと盛土の境に沿って上部道路横断方向に発生するひびわれは、カルバートと盛土の不同沈下に伴うものと考えられ、進展が放置されると、盛土の崩壊や路面の著しい段差が生じて道路機能喪失に至るおそれがある。さらに、開きの生じた継手部やウイング取付部から盛土材が流出し続けると、盛土内が空洞化し、上部道路面が陥没して道路機能喪失に至るおそれがある。道路機能喪失は事例整理の対象とした範囲では報告されていないが、盛土の状態によっては豪雨や地震を契機に起こることも考えられる。これらについては、2. 5 で述べた継手部の開き・ずれに対する場合と同様の考え方で盛土の変形に対する措置が必要である。

平成31年3月の「シェッド、大型カルバート等定期点検要領」改定では、上部道路の状態の点検についても明記されたことに伴い、令和元年度以降の定期点検でも上部道路の変状が新たに確認された事例があった。初めて確認される変状でも、1巡目の点検以前に既に現れていた可能性もあり、周辺部分の状態等を踏まえ、上部道路の変状が進展する速さやその後の進展可能性を想定し、経過観察や措置の方法や条件の検討に反映させることは、点検作業の効率化につながると考えられる。

3. カルバート変状に関するフォルトツリー（変状から道路機能の喪失等まで）

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

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

フォルトツリーの中で、変状－機能喪失等を生じ得る状態については2. の内容をもとに、図-2 のように整理できると考えられる。変状以前の部分、つまり素因－要因－変状の経路については、7.1.7 で示したので、図-2 はその先

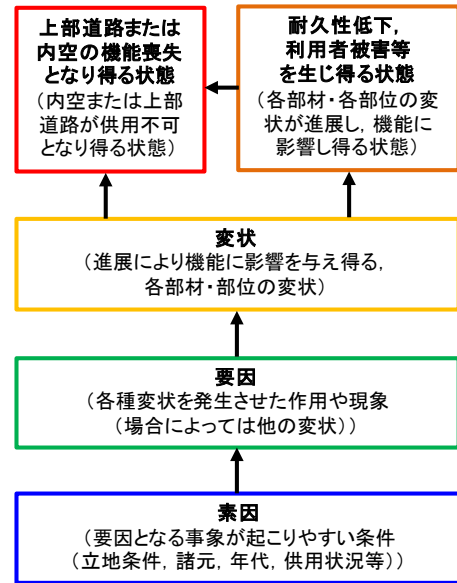


図-1 フォルトツリーイメージ

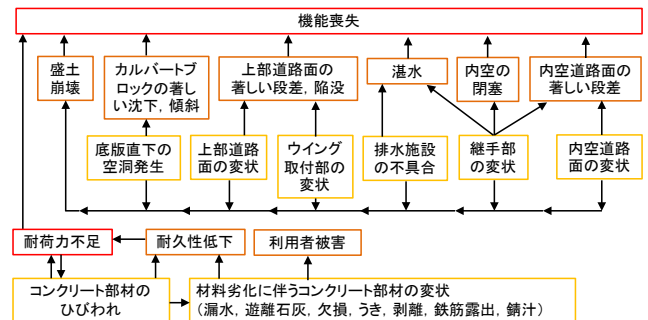


図-2 各部材・部位の変状と道路機能喪失に至る状態の関係

につながる部分に当たる。

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

定期点検2巡目の1年目の点検結果と1巡目の点検結果の比較の限りでは、変状が進展し、機能喪失に至るような事例は見当たらなかった。一方、即座に耐久性低下や利

用者被害に至るようなものではなかったが、立地条件等によっては、材料劣化に伴うコンクリート部材の変状の進展は見られている。変状が発生しても、現状の定期点検の周期である5年程度の間に耐久性低下や利用者被害、機能喪失が確認される可能性は低いと考えられるが、進展中の変状については、耐久性低下や利用者被害を生じ得る状態とこうした状態に至る時期を想定しながら点検や措置を行う必要があるといえる。

4. 道路機能への影響を考慮した各種変状への対応

3. で各種変状が進展し続けた場合の道路機能への影響についてフォルトツリー形式でまとめたが、機能喪失に至るまでの経路は多様であり、点検や措置を要する変状の種類も多い。一方、事例整理の対象とした260事例の範囲では、現状で機能喪失は報告されていない。

こうした状況から、変状の進展可能性だけでなく道路機

能に影響が生じる可能性も考慮し、機能喪失に至りやすい経路に着目することが、設計・施工上の適切な配慮や効率的な維持管理につながると考えられる。

そこで、相対的ではあるが、図-2 のフォルトツリーに示される各種変状の進展可能性および道路機能に影響を与える可能性を整理し、表-1 にまとめた。進展可能性については、変状の状態や程度が進行する可能性の高さを想定して示している。道路機能に影響を与える可能性は、変状事例整理、定期点検2巡目の1年目の点検結果と1巡目の点検結果の比較の状況も踏まえ、実際に影響が生じる可能性の高さを想定して示している。常時でも道路機能に影響を与える可能性が高いものは「高」、変状は進展していても道路機能に影響が生じる可能性は常時では低く、豪雨や地震を契機に高くなると考えられるものを「中」、直接道路機能に影響を与える可能性が低いものを「低」としている。なお、表-1 中で「条件による」としたものは、個

表-1 変状の進展可能性および道路機能に影響を生じる可能性

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

別の条件次第で変状の進展可能性や道路機能に影響が生じる可能性が変わり、総合的な判断を要することが考えられるものである。

4. 1 変状毎の進展可能性と道路機能に影響が生じる可能性

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

1) 進展可能性・道路機能に影響を与える可能性ともに高い変状

設計での考慮や、経過観察、早期の措置が特に必要と考えられる。

2) 進展可能性は高いが、道路機能に影響を与える可能性が「中」の変状

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

3) 進展可能性・道路機能に影響を与える可能性も低い変状

耐久性低下の可能性がある場合の軽微な補修程度の対応が考えられる。

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

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

4. 2 重点的な対応を要する変状

各種変状の進展可能性と道路機能に影響を与える可能性を考慮すると、特に4. 1の1)に当たる変状に対しては重点的な対応が必要である。活荷重によるひびわれ、漏水を伴うコンクリート部材の変状、盛土の変形や基礎地盤の沈下に伴う導水工部材の取付不良や継手部の開き・ずれの部分からの水や土砂の流入がこれに相当すると考えられる。変状の進展可能性も高いが、常時においても部材の耐久性低下や耐荷力不足による道路機能喪失が生じる可能性が高いと考えられるので、進展状況の把握と早期の措置による進展の抑制が必要と考えられる。

これらの変状に次いで重点的な対応を要するのが、4. 1の2)に当たる変状で、洗掘による底版直下の空洞や、盛土の変形や基礎地盤の沈下によるウイング取付部における隙間・段差の発生、水や土砂の流出がこれに相当する

と考えられる。常時で道路機能に影響を与える可能性は低くても、空洞や隙間・段差の寸法は比較的大きく、盛土の緩みや変形の状況によっては豪雨や地震を契機に盛土崩壊やそれに伴う機能喪失に至る可能性は考えられるため、豪雨や地震の前後での盛土や上部道路、カルバートの状態の変化に着目する必要があると考えられる。

4. 1の3)または4)に当たるその他の変状については、適切な施工や耐久性低下に備えた補修により、進展や道路機能への影響を抑えることが可能と考えられる。

4. 3 偏土圧による頂版ひびわれへの影響の検証

重点的な対応が必要なカルバートの変状の1つとして偏土圧によるひびわれがあるが、ここでは、偏土圧を考慮して各部材の応力度照査を行い、偏土圧によるひびわれへの影響を検証した。

7.1.7の8.2では偏土圧が作用する場合の曲げモーメント分布の試算を行い、片側の水平土圧を固定して、反対側の水平土圧を変化させた場合、反対側の水平土圧を小さくするほど、頂版における正の曲げモーメント（内空側に引張を生じさせるモーメント）の最大値が大きくなることが確認された。

7.1.7の9.では、頂版に偏土圧によると考えられる縦断方向ひびわれが多数生じたカルバートを例にカルバートの断面照査を試みた。7.1.7の9.2では、で水平方向の顕著なひびわれが見られなかった側壁の応力度照査では、鉄筋やコンクリートの許容応力度に対して比較的余裕があることが確認された。左右の土かぶりが同じ条件で片側の土圧係数を大きくして偏土圧を作用させた場合も、全体の曲げモーメントは増加したが、側壁の応力度照査の結果に大きな影響はなかった。7.1.7の9.3では、左右の土圧係数の違いだけでなく、土かぶりの違いによる偏土圧も作用させて断面照査を試みた。土かぶりの厚い側で土圧係数も大きくなる場合、つまり相対的に水平土圧が大きくなる条件が左右のいずれかに集中する場合には、頂版の正の曲げモーメントの最大値が大きくなる結果であった。

以上のことから、側壁については偏土圧の影響により変状が進展する可能性は相対的に低い、頂版については片側のみ水平土圧が小さくなるような偏土圧が生じ、左右の水平土圧の差が大きい場合ほど、頂版の曲げ応力が大きくなり、ひびわれが進展しやすいと考えられる。例えば、周辺盛土に緩みや変形が生じ、土圧が低下するような状況に当たり、こうした影響を設計でも考慮する必要が生じる可能性が考えられた。

4. 4 周辺盛土や基礎地盤の挙動による影響の検証

重点的な対応が必要なカルバートの変状の1つとして基礎地盤の沈下や盛土の変形による開き・ずれ、そこからの水や土砂の流入があるが、7.1.7の10.では事例をもとに数値計算で現象の再現を試みるとともに、地質調査を踏まえて考察した。

検討事例では、上部道路の拡幅に伴い、カルバートボックスの新設と拡幅盛土が行われていた。新設ボックスと既設ボックスの間の継手に開きがあり、その幅は上方ほど大きくなっていったが、この状況は、カルバートを弾性床上の梁としてモデル化し、上載荷重と地盤ばねを考慮したのみでは再現できなかった。

7.1.7の10.2に示したとおり、新設ボックスと既設ボックスで直下の地盤条件が大きく異なることが確認され、新設ボックスが前後区間の拡幅盛土の沈下に引き込まれる挙動をしたことが考えられた。

地盤条件に大きな変化のない場所に建設されたカルバートであったが、カルバート前後の拡幅盛土の沈下の影響が考えられる。今回の事例ではカルバートおよび上部道路の機能に必ずしも影響したものではないが、必要に応じて設計で考慮するための手法の検討が必要であると考えられる。

5. まとめ

定期点検で判定区分Ⅲ（早期措置段階）以上が報告されたカルバートを主な対象として、カルバートの部材別・部位別の変状形態やその要因・進展可能性について引き続き整理し、平成29年度にまとめたフォルトツリーの見直しを行った。平成30年度からは部材別・部位別の変状の進展可能性と道路機能に影響を与える可能性の関係について整理し、変状の進展状況の実態や計算での再現状況を踏まえ、見直しを継続している。令和元年度および2年度は、変状の見られたカルバートの構造諸元を踏まえて断面照査を試行し、設計上考慮が必要な事項について検証した。また、継手の開きが見られたカルバートの挙動について数値解析で現象の再現を試みるとともに、現地の地盤条件を踏まえて確認した。

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

各種変状のうち、進展可能性が高いことが想定されるものとしては、盛土の変形や基礎地盤の沈下を要因とする継

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

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

盛土の変形や基礎地盤の沈下を要因とする変状は、継手部や内空道路・上部道路の路面、導水工など広範囲に現れる。軟弱地盤や集水地に設置されるカルバートでは、盛土の変形や基礎地盤の沈下の継続性や措置の方法についても設計段階から十分な検討が必要と考えられる。一方、盛土の変形や基礎地盤の沈下が一時的なものと考えられる場合は、適切な設計・施工により変状の進展の抑制が期待できる。

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

偏土圧を作用させた場合の曲げモーメント分布の試算、偏土圧による変状が生じたカルバートの構造諸元を踏まえた応力度照査の試行の結果から、特に片側の盛土のみで緩みや変形に伴い水平土圧が小さくなる場合については、頂版のひびわれの進展可能性が高く、設計での考慮の必要

が生じる可能性が考えられた。

継手の開きが見られたカルバートの構造諸元を踏まえた縦断方向の試算や、現地で地質調査を行った結果から、地盤条件に大きな変化のない場所に建設されたカルバートでも、盛土拡幅時において、カルバート前後の拡幅盛土の沈下の影響により、継手の開き等に至る可能性が考えられた。

進展可能性や道路機能に影響を生じる可能性の高い変状については、変状が進展しやすい条件を明らかにして、設計や健全性評価の手法に反映させたい。

参考文献

- 1) 国土交通省 道路局：シェッド・大型カルバート等定期点検要領、61p、平成26年6月
- 2) 国土交通省 道路局 国道・防災課：シェッド、大型カルバート等定期点検要領、23p、平成26年6月
- 3) 国土交通省 道路局：シェッド・大型カルバート等定期点検要領、147p、平成31年3月
- 4) 国土交通省 道路局 国道・防災課：シェッド、大型カルバート等定期点検要領、221p、平成31年3月
- 5) (社)日本道路協会：道路土工—カルバート工指針、242p、平成11年3月
- 6) (社)日本道路協会：道路土工—擁壁・カルバート・仮設構造物工指針、308p、昭和62年5月

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

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

担当チーム：地質・地盤研究グループ（施工技術チーム）

研究担当者：宮武裕昭、澤松俊寿、小出央人、青木信哉

【要旨】

本研究は、補強領域のすべり線周辺の盛土材の応答に着目し、補強土壁がすべりに対して限界となる状態について検討したものである。具体的には、分割型壁面材の補強土壁の動的遠心模型実験の結果から、補強領域のすべり線付近の盛土材のひずみ、下端の壁面材の回転変位及び盛土材の三軸圧縮試験結果との関係を検討した。実験の結果によると、すべりは最初に補強領域背面において発生し、その後に補強領域に進展した。外形上は、壁面材の傾倒等が生じた。すべり線周辺の盛土材の応答加速度－最大せん断ひずみ関係の特徴点として、载荷の初期で勾配が変化する点と応答加速度が最大となる点が認められた。後者は、目視により確認した補強領域のすべりの発生のタイミングによく対応した。また、補強領域にすべりが生じたときの下端の壁面材の回転変位と盛土材の三軸圧縮試験結果を関連付け、これを定式化した。

キーワード：補強土壁、限界状態、健全度評価

1. はじめに

道路土工構造物は、適切に設計・施工を行えば、緩やかに変形をしつつ安定を保つ構造物である。例えば、柔な構造と評される分割型の壁面材を有する補強土壁には、地震等により壁面がはらみだすような形態の変状が確認されることがある。しかし、道路土工構造物の多くは、極限平衡法に基づいて設計されることから変形が考慮されておらず、変形が生じた状態の健全性を評価することが難しい場合がある。このような問題に対し、Izawa and Kuwano¹⁾は、遠心傾斜台模型実験結果に基づいて疑似静的水平荷重を受ける補強土壁にすべり線が発生し破壊に至るときの下部壁面の傾きと、盛土材の三軸圧縮試験から得られる軸差応力最大時の最大せん断ひずみの関係を検討しており、良好な結果を得ている。

本研究は、補強領域のすべり線周辺の盛土材の応答に着目し、補強土壁がすべりに対して限界となる状態について検討したものである。平成30年度までは、変状事例に基づいて変状形態を体系的に整理した。令和元年度は、いくつかの条件の既往の分割型壁面材の補強土壁の模型実験等の結果に対して、Izawa and Kuwano の方法の適用を適用し、大略的な傾向を把握した。令和2年度は、補強土壁の動的遠心模型実験の結果から、補強領域のすべり線付近の盛土材のひずみを画像解析から詳細に調べ、下端の壁面材の回転変位及び盛土材の三軸圧縮試験結果との関係を検討した。

2. 動的遠心模型実験の方法

実験には、有効回転半径が6.6mで振動台を備えた遠心力载荷試験装置を用いた。20 Gの遠心力場において、実大換算で幅が30m、高さが10m、奥行きが6mの剛土槽を使用した。以後、模型寸法、計測結果等の物理量は実大換算で表記する。図-1は模型の概要図であり、嵩上げ盛土の有無を実験変数とした2ケースを実施した。壁高及び嵩上げ盛土高さは、補強土壁のプロポーションの実績を考慮して代表的な値を設定した。壁面材及び補強材の材料には、それぞれアルミ及びブリン青銅を使用した。本実験では今後実施する一連の実験の一部として、RC製壁面材、摩擦型補強材の工法を参考に、壁面材は曲げ剛性、補強材は軸剛性の相似則をそれぞれ適合させた形状とした。補強材の長さは、設計計算上引抜け照査が先行して満足しなくなるように設定した。

盛土材及び基礎地盤には、気乾状態の東北珪砂7号（平均粒径 $D_{50}=0.16\text{mm}$ ）を用い、その相対密度 D_r が基礎地盤については90%、補強領域、背面地盤及び嵩上げ盛土については80%となるように空中落下法により製作した。図-2には、珪砂の三軸圧縮(CD)試験で得た軸差応力と最大せん断ひずみ $\gamma_{\max}$ の関係を示す。入力地震動については、その波形を2Hzの正弦波とした20波を1つの载荷ステップとした。なお、この20波の立ち上がりと余波にそれぞれ10波ずつのエンベロープを加えた。载荷ステップごとの振幅は、最初のステップについてはこれを 100 cm/s^2 とし、その後は補強土壁模型が終局的な状態となるまで50

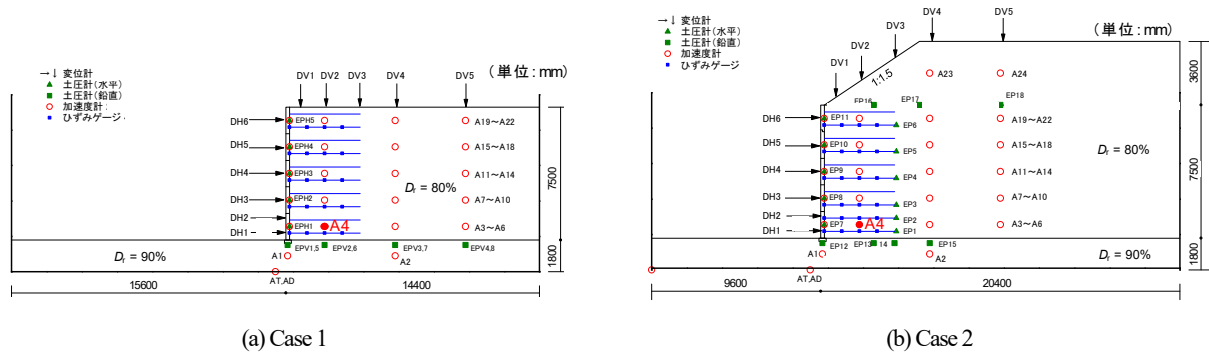


図-1 模型概要（寸法は実大換算表示）

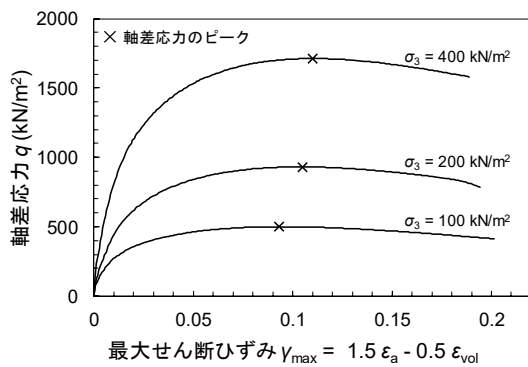


図-2 軸差応力と最大せん断ひずみの関係(珪砂7号)

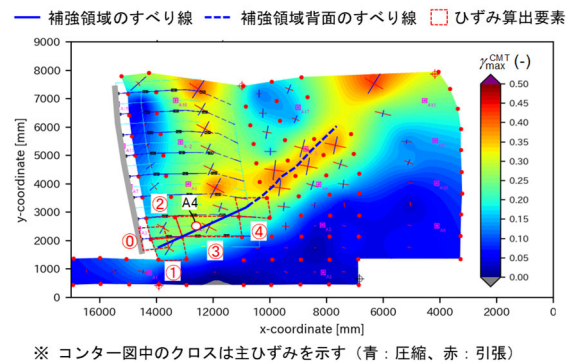


図-3 最終ステップ加震終了後の最大せん断ひずみ分布及びすべり線の位置(Case 1)

cm/s²ずつ漸増させた。

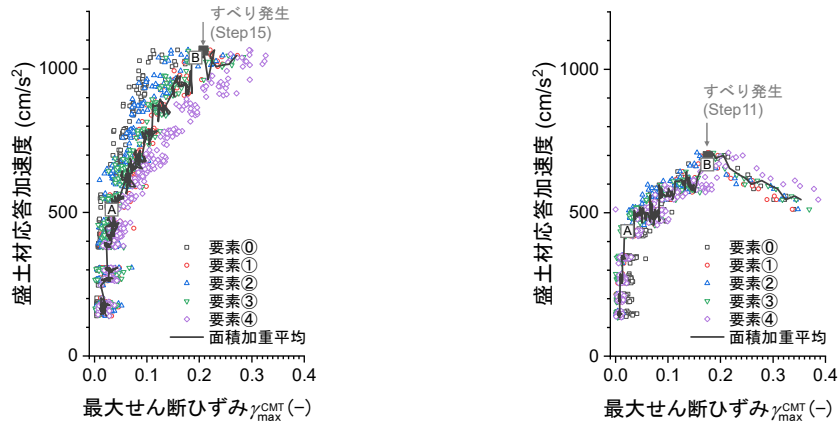
本実験では、多様な観点の分析のために複数の計測機器を設置したが、本報では主に補強領域に設置した加速度計 (A4) による水平加速度、下端の壁面材に設置した2つの水平変位計から算出した壁面材の回転変位 θ 、及び土槽のガラス面側の盛土材に設置した標点に関する画像解析 (PTV) で得た盛土材の最大せん断ひずみについて検討した。

3. 動的遠心模型実験の結果

図-3 は、Case1 について、最終ステップである Step15（入力加速度振幅約 800 cm/s²）の加震終了後の最大せん断ひずみ $\gamma_{\max}$ 分布及びすべり線の位置を示したものである。荒木ら²⁾によれば、地震時に補強土壁の補強領域に生じる変形は、I せん断変形、II 伸長変形、III すべり変形によって構成され、II の割合はごく小さく、特に変形の初期にはI が主体であるが、いったんすべりが生じると III が優勢となる。本実験においても同様な傾向が認められ、補強領域のせん断変形が進行した後、まず補強領域の背面

にすべり線（図-3 中の青破線）が生じ、これが最下段の補強材をまたいで補強領域を通るすべり（図-3 中の青実線）に進展した。外形上は、図-3 のごとく天端の沈下のほか、壁面材の傾倒が生じた。Case2 については、Case1 と概ね同様の傾向であり、補強領域背面のすべり線の角度が Case1 よりやや急であったが、補強領域のすべり線は著しく類似した位置に生じた。

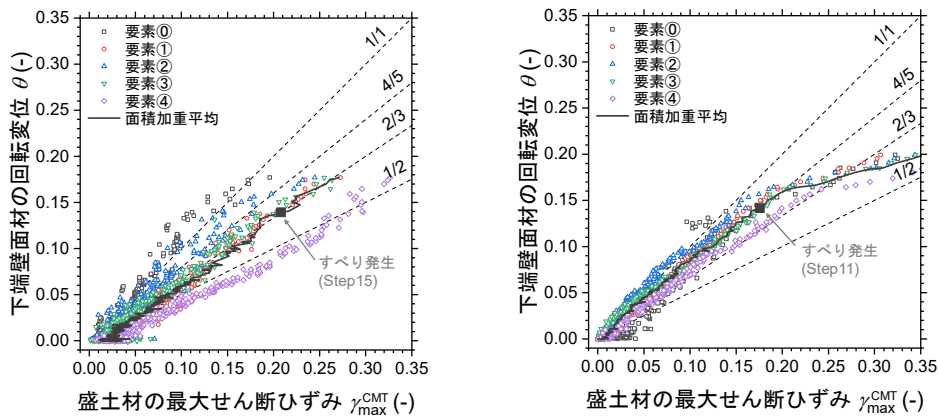
図-4 は、補強領域のすべり線周辺の盛土材の応答に着目し、その応答加速度と最大せん断ひずみ $\gamma_{\max}^{\text{CMT}}$ の関係を入力加速度のピーク時について示したものである。盛土材の応答加速度は加速度計 A4 で代表させ、 $\gamma_{\max}^{\text{CMT}}$ については図-3 に示した①～④の要素に対する画像解析 (PTV) により算出し、①～④の要素の面積に応じて $\gamma_{\max}^{\text{CMT}}$ を加重平均した結果を併記した。また、予め土槽ガラス面周辺に縦横それぞれ約 50 mm 間隔の格子状に配した標線が不連続となったことを目視で確認したタイミングをすべり発生のタイミングとして定義し、これを図中に記した。例えば、面積加重平均に着目すると、Case1 及び2ともに応答加速度－最大せん断ひずみ曲線の特徴点として、载荷の



(a) Case 1

(b) Case 2

図4 盛土材の応答加速度(A4)と最大せん断ひずみの関係



(a) Case 1

(b) Case 2

図5 盛土材の最大せん断ひずみと下端の壁面材の回転変位の関係

初期で勾配が変化する点 (A 点) と応答加速度が最大となる点 (B 点) が認められた。この形状は一般的な土の応力-ひずみ関係と類似している。B 点については、実験において目視で確認したすべりの発生タイミングとほぼ一致し、B 点に対応する γ_{max}^{CMT} は Case 1 が約 0.19、Case 2 が約 0.18 であった。

図-5 は、補強領域内部の状態と補強土壁の外観上の状態を関連づけるために、補強土壁の点検において状態把握が容易な下端の壁面材の回転変位 θ に着目し、これと γ_{max}^{CMT} の関係を示したものである。図-5 によると、少なくともすべりの発生までは両者は概ね線形の関係にあった。 θ は γ_{max}^{CMT} の 1/2~1 倍の範囲にプロットされ、面積加重平均に着目すると概ね 2/3~4/5 倍の範囲にあった。

ここで、三軸圧縮試験で得た軸差応力最大時の最大せん断ひずみ $\gamma_{max}^{TC}|_{qmax}$ と、遠心模型実験で得た B 点の最大せん断ひずみ $\gamma_{max}^{CMT}|_B$ を比較すれば図-6 のとおりである。

両者の関係は 1.75~2.0 倍の範囲にあるが、その理由としては、三軸圧縮試験ではせん断層のひずみではなく供試体の平均的なひずみを評価していることと、遠心模型実験が平面ひずみ条件に近い条件にあり、両者で応力状態が異なることが考えられる。なお、この研究では、汎用性を考慮して三軸圧縮試験を元に検討を進めた。

以上の結果を踏まえて、三軸圧縮試験で得た軸差応力最大時の最大せん断ひずみ $\gamma_{max}^{TC}|_{qmax}$ と、遠心模型実験で得た B 点の最大せん断ひずみ $\gamma_{max}^{CMT}|_B$ 及び B 点に対応する下端の壁面材の回転変位 $\theta|_B$ の関係を示せば、次式のとおりである。

$$\begin{aligned}\theta|_B &= C_1 \cdot \gamma_{max}^{CMT}|_B \\ &= C_1 \cdot \frac{\gamma_{max}^{CMT}|_B}{\gamma_{max}^{TC}|_{qmax}} \gamma_{max}^{TC}|_{qmax} \\ &= C_1 \cdot C_2 \cdot \gamma_{max}^{TC}|_{qmax}\end{aligned}\quad (1)$$

ここに、 C_1 、 C_2 は図-5 及び図-6 の関係の傾きに相当す

る係数で、本実験の条件では $C_1=2/3\sim4/5$ 、 $C_2=1.75\sim2.0$ 程度であった。

4. まとめ

本報の条件の範囲で得た知見を示すと次のとおりである。

- ・すべりは、最初に補強領域背面において発生し、その後補強領域に進展した。外形上は、壁面材の傾倒等が生じた。
- ・すべり線周辺の盛土材の応答加速度—最大せん断ひずみ関係の特徴点として、载荷の初期で勾配が変化する点 (A 点) と応答加速度が最大となる点 (B 点) が認められた。B 点は、目視により確認した補強領域のすべりの発生のタイミングによく対応した。
- ・補強領域に生じるすべりの位置の盛土材の最大せん断ひずみと下端の壁面材の回転変位の関係の考え方は、式(1)で表される。

令和3年度は、多様な条件における模型実験の結果や変状事例等に対して検証し、本手法の精度や適用範囲を明確にする予定である。

参考文献

- 1) Jun Izawa and Jiro Kuwano: Evaluation of extent of damage to geogrid reinforced soil walls subjected to earthquakes,

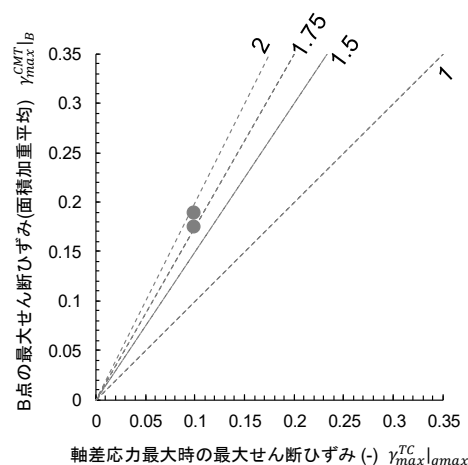


図-6 盛土材の最大せん断ひずみと下端の壁面材の回転変位の関係

SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.51, No.5, pp.945-958, 2011

- 2) 荒木裕行、石原雅規、梶取真一、佐々木哲也：補強土壁の動的遠心模型実験を対象とした補強領域内におけるひずみの定量化と分析、ジオシンセティックス論文集、第29巻、pp.127-134、2014

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

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

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動チーム）

研究担当者：佐々木 哲也、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、他の変状の契機となり得る変状や進展可能性の高い変状については、特徴を踏まえた経過観察と結果の記録・保存、設計・施工条件との関連づけにより、時系列的な評価や設計での配慮の必要性が考えられた。こうした変状は道路機能に影響を与える可能性も高く、重点的かつ継続的に点検を行うことは効率的な維持管理の観点からも有効と考えられた。曲げモーメント分布の試算や応力度照査の試行の結果からも、周辺盛土に緩みや変形の兆候が見られ、土圧の低下が想定される場合には、盛土の状態の変化や頂版のひびわれの進展を注意深く確認する必要性が考えられた。また、継手の開きが見られたカルバートの現地の地質調査の結果から、カルバート前後区間の盛土の沈下の影響により継手が開く場合もあり、盛土の沈下の持続性についても確認が必要と考えられた。

キーワード：カルバート、変状、点検、耐荷力低下、盛土

1. はじめに

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

本節では、部材別・部位別に点検における着眼点を整理しているが、平成30年度以降は、より効率的な維持管理を行う観点から、重点的に点検や措置を行う項目について整理した。また、事例をもとに応力度照査や縦断方向の計算の試行、地質調査を行い、変状が進展しやすい条件について検討した。

2. 各部材・各部位の点検における着眼点

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

2.1 頂版のひびわれ

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

頂版には、上載土圧、活荷重、偏土圧、乾燥収縮によるひびわれが生じるが、発生位置やひびわれの方向もそれぞ

れ異なる。上載土圧、活荷重、偏土圧によるひびわれは、カルバート縦断方向の中央付近に複数の縦断方向のひびわれとして発生する。上載土圧によるひびわれは土かぶりがある場合（概ね 7m 以上）、活荷重によるひびわれは土かぶりが薄い場合（概ね 2.5m 以下）に生じる。偏土圧によるひびわれは、斜角が小さい場合やカルバートと上部道路が直交しても坑口の形状が非対称の場合に生じやすく、上載土圧や活荷重によるひびわれがカルバートの片側に集中して発生する。乾燥収縮によるひびわれは、方向も不規則で頂版全体にわたって発生する。

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

的に過大な負荷を受けて、ひびわれが進展しやすくなっている可能性も考えられる。

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

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

このように耐久性低下や他の変状にも進展し得るひびわれについて、カルバート完成時より毎回の点検において発生位置、幅、深さ、本数などを交通量とともに適切に記録・保存し、点検結果を時系列的に把握して適切な措置につなげる必要がある。

2. 2 側壁のひびわれ

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

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

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

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

2. 3 ウイングのひびわれ

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

様の対応が考えられる。

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

事例数としては少ないが、ウイングのコンクリート打継不良の部分やその周辺から水が流入して鉄筋が腐食し、打継不良部から錆汁が出る場合もある。水の流入のしやすさや鉄筋の腐食の進行の速さは立地条件等により異なると考えられるので、経過観察と記録により把握のうえ、適切な措置につなげる必要がある。

2. 4 材料劣化に伴うコンクリート部材の変状

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

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

「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 2 巡目の 1 年目（令和元年度）と 1 巡目（平成 30 年度以前）の点検結果を比較しても、漏水や遊離石灰の範囲の拡大が報告された事例があった。

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

カルバート完成当時より毎回の点検では、進展が懸念されるひびわれ、漏水が懸念される箇所や既に漏水が見られ

る箇所、漏水の程度、止水対策の履歴、措置後の状況を記録してコンクリートへの水の流入や止水対策の状況について把握し、適切な措置につなげる必要がある。コンクリートのうき・剥離、鉄筋露出についても進展の経緯が記録され、進展速度を踏まえた措置が必要と考えられる。

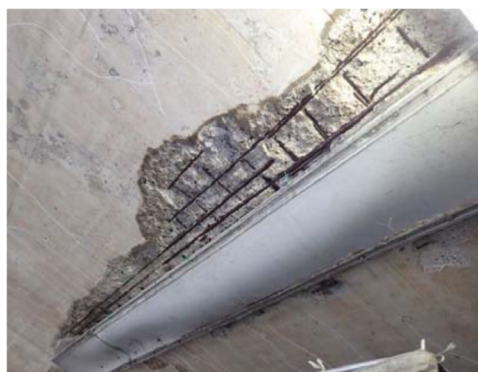
2. 5 継手部の変状

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

一方、継手部のずれ・開きを伴う場合、盛土の変形や基礎地盤の沈下によるカルバートブロックの不同沈下や相対変位が生じている可能性があり、その進行状況によっても、変状の進展可能性は異なる。盛土の変形や基礎地盤の沈下が継続する場合、継手部が破損してできた隙間から内空への土砂や水の流入、継手部を境とした内空道路面の亀裂や段差が発生することが考えられる。これらが長期的に、あるいは地震や豪雨を契機として急激に進展した場合、内空道路および上部道路の機能に支障をきたすことが考えられる。また、継手部を補修しても、そこから同様な変状



(a) 貫通ひびわれや打継目からの発生が考えられる漏水



(d) 導水工付近の剥離・鉄筋露出



(b) 欠損部からの発生が考えられる漏水



(e) 水分が流入したコンクリートの例



(c) 継手部付近のうき



(f) 氷柱状の遊離石灰の例

写真-1 進展したコンクリート変状の例

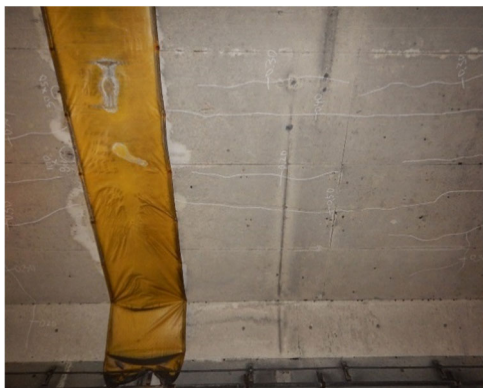


写真-2 補修後の継手部からの漏水の例

が再発する可能性も残る（写真-2）。

そこで、点検では継手部の変状が開き・ずれを伴ったものであるかどうか、要因となる盛土の変形や基礎地盤の沈下の継続可能性について着目する必要がある。例えば、水の継続的な流入が目立つ場合等は、継続可能性が高いと考えられる。また、カルバートの各ブロックや全体の挙動、現地の地盤条件・地形条件とともに、変状の発生と進展、補修歴、補修後の状況について時系列的に把握のうえ、適切な経過観察や措置につなげる必要がある。

2. 6 ウイング取付部の変状

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

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

2. 7 排水施設の不具合

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

継手部の変状と同様、カルバートブロック間の不同沈下や相対変位に伴う部材の破損により漏水している場合、盛

土の変形や基礎地盤の沈下が進行している可能性がある。補修しても同じ箇所から漏水が再発し、周辺のコンクリートの鉄筋を腐食させて、耐久性や耐荷力を低下させる可能性もある。

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

2. 8 底版の変状

点検において確認される底版に関する変状としては、水路カルバートの坑口付近の基礎地盤が洗掘され、底版直下に空洞が発生するものや、不同沈下により発生して内空道路路面の亀裂や段差として確認されるものが想定されるが、補修してその状態を維持することが困難と考えられる。また、カルバートの傾斜や盛土の崩壊への進展可能性も考えられる。

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

2. 9 内空道路路面の変状

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

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

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

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



写真-3 照明器具の腐食の例

げていく必要がある。

2. 10 上部道路路面の変状

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

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

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

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

これらの結果や補修歴をカルバート完成時より毎回の点検で適切に記録・保存し、舗装面の亀裂や段差の発生や変状の進展を時系列的に把握するとともに、補修の効果を確認しながら、適切な方法や時期での措置につなげていく必要がある。なお、上部道路の変状に関しては、7.1.7 の変状事例整理で対象とした 260 事例のうち大部分の事例で確認実施や変状の有無に関する情報が点検調書等から読み取れなかった。上部道路の変状は、盛土の沈下や変形が影響していることが多く、進展した場合の道路機能への影響も大きい。平成 31 年 3 月の「シェッド、大型カルバート定期点検要領」改訂において、内空道路とは別に上部道路についても状態を確認するよう示されことに伴い、令和元年度の定期点検では、上部道路の変状について新たに報告される事例も見られた。今後の点検と結果の記録・保存

が望ましいと考えられる。

2. 11 盛土や基礎地盤に接している面の変状

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

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

2. 12 施工時の荷重による変状

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

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

3. 重点的な点検が有効と考えられる変状

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

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

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

定期点検 2 巡目の 1 年目の点検結果と 1 巡目の点検結果を比較した範囲では、顕著な変状の進展が見られた事例はなかったが、立地条件によっては、漏水や遊離石灰の範囲が拡大した事例が見られた。これらの変状は進展した場合に利用者被害に至る可能性もあるため、重点的な点検が必要と考えられる。

変状形態によっては、施工条件、立地条件、供用状況等

表-1 点検・措置における変状形態別の重要度

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

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

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

以上のように、変状の現れ方に特徴のある変状については、進展可能性、道路機能に影響を与える可能性ともに高

く確認しやすい傾向であることから、重点的かつ継続的に点検を行い、変状の進行程度を確認することは効率的な道路機能の維持に有効であると考えられる。

4. 偏土圧による影響の検証

変状の進展可能性があり、点検でも時系列的な変化等を重点的に確認する必要性が考えられる変状の1つに偏土圧によるひびわれがある。ここでは、カルバートの応力度照査の試行により偏土圧の影響を検討した。

7.1.7 の 8. 2 では偏土圧が作用する場合の曲げモーメント分布の試算を行い、片側の水平土圧を固定して、反対側の水平土圧を変化させた場合、反対側の水平土圧を小さくするほど、頂版における正の曲げモーメント（内空側に

引張を生じさせるモーメント)の最大値が大きくなることが確認された。

7.1.7の9.2では、頂版に活荷重や偏土圧によると考えられる縦断方向ひびわれが多数生じたカルバート为例にカルバートの断面照査を試み、事例で水平方向の顕著なひびわれが見られなかった側壁の応力度照査では、鉄筋やコンクリートの許容応力度に対して比較的余裕があることが確認された。片側の水平土圧を大きくして偏土圧を作用させた場合も、全体の曲げモーメントは増加したが、側壁の応力度照査の結果に大きな影響はなかった。

7.1.7の9.3では、左右の土かぶりの違いも考慮した偏土圧を作用させ、土かぶりの薄い側と土圧係数の小さい側が一致する、つまり左右の水平土圧の差が大きい場合、頂版の正の曲げモーメントの最大値が大きくなり、相対的に不利な結果となった。

以上のことから、側壁については偏土圧の影響により変状が進展する可能性は低い、頂版については片側のみ水平土圧が小さくなる偏土圧が生じ、左右の水平土圧の差が大きくなる場合に、頂版の曲げ応力が大きくなり、ひびわれが進展しやすいと考えられる。例えば、周辺盛土に緩みや変形の兆候が見られ、土圧の低下が想定される場合は、点検においても盛土の状態の変化やカルバート頂版のひびわれの進展を注意深く確認する必要があると考えられる。

5. 盛土の沈下による影響の検証

変状の進展可能性があり、道路機能への影響も大きいと考えられる変状の1つに基礎地盤の沈下や盛土の変形に伴う変状がある。ここでは、継手の開きが生じたカルバートについて、カルバートおよび周辺地盤の挙動を検討した。

継手の開きが生じたカルバートに対し、7.1.7の10.において弾性床上の梁としての縦断方向の試算と現地の地質調査を行った。上載荷重と地盤ばねの考慮のみでは、上方ほど継手の開きが大きくなる状況が再現できなかった。カルバート両坑口付近の地質調査を行った結果、開いた継手の前後のボックスで直下の地盤条件が大きく異なることが確認された。カルバートボックスが前後区間の拡張盛土の沈下に引き込まれ、坑口に向かって沈み込むような挙動をしたことが考えられた。

このように、基礎地盤の地盤条件の大きな変化がなくても、拡張盛土の沈下がカルバートの変状に影響を与える場合もある。周辺の地盤条件を踏まえ、基礎地盤の沈下や盛土の変形が継続的なものであるか、一時的なものであるかの分析・確認が必要といえる。

6. まとめ

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

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

盛土の変形や基礎地盤の沈下は、継手部、ウイング取付部、カルバートブロック間に設けられた導水路、内空道路、上部道路等、多くの部位の変状の要因となる。盛土の変形や基礎地盤の沈下が要因と考えられる変状が見られた場合には、他の部材や部位における変状、二次的に生じる変状についても注意深く確認し、周辺の地盤条件の分布を踏まえて、基礎地盤や盛土、カルバートの挙動を分析する必要がある。措置を行う場合、当該現場における盛土の変形や基礎地盤の沈下の継続可能性に応じた方法が求められるが、空間確保上の制約等から、実施可能な方法にも限りがある。そのため、供用開始後には極力生じさせないように設計・施工段階で配慮が必要で、軟弱地盤や集水地に建設される場合は特に注意を要する。

水路カルバート底版直下の洗掘、凍結融解による内空道路路面の亀裂、凍上による上部道路の亀裂・段差については、供用後に要因となる作用を常時・繰返し受けて発生し、変状が放置されて進展した時の道路機能への影響が大きいため、定期的な措置が必要と考えられる。そのため、カルバート完成時より毎回の点検において、変状の発生と措置、措置後の状況について記録、保存して、時系列的に把握することは、適切な方法や時期での措置につながると考えられる。併せて、集水地、傾斜地盤、寒冷地等の変状が発生しやすい立地条件を踏まえ、設計・施工段階での配慮が望ましいと考えられる。

カルバートの点検時に確認可能な各部材・部位に現れる変状に対しても、供用開始後に措置を行う際の方法に制約がある、変状の要因となる事象が常時・繰返し作用するため再度の措置が必要になり得るなどから、供用後

の措置だけでは限界があり、立地条件等を踏まえた設計・施工の段階での配慮も必要と考えられる。

さらに、盛土や基礎地盤に接した面の変状、施工時の荷重による変状については、点検時に確認することが困難であり、極力生じさせない配慮をするとともに、施工条件や完成時の変状に関して記録を残し、供用開始後の維持管理に引き継ぐ必要があると考えられる。

カルバートの点検では、点検・記録・措置が必要な項目も多く、変状の進展速度も変状形態や立地条件により異なる。そのため、進展速度が速い変状に対し重点を置くことで、点検作業の効率化が期待できる。変状の現れ方に特徴のある変状は、進展可能性、道路機能に影響を与える可能性も高い傾向で、重点を置くことは、効率的な道路機能の維持に有効であると考えられる。一方、視認しやすい変状の中にも、施工条件等の要因で一時的に発生したもので、その後は長期間にわたり進展がないと考えられるものもある。記録を蓄積し、同一箇所の同一の変状の進展の有無や速さを把握することは、点検作業の重点化・効率化に資すると期待できる。

偏土圧を作用させた場合の曲げモーメント分布の試算、

活荷重や偏土圧による変状が生じたカルバートの構造諸元を踏まえた応力度照査の試行の結果から、周辺盛土に緩みや変形の兆候が見られ、土圧の低下が想定される場合は、盛土の状態の変化や頂版のひびわれの進展を注意深く確認する必要がある。

継手の開いたカルバートの現地周辺の地質調査結果より、カルバートボックスが前後区間の拡幅盛土の沈下に引き込まれ、坑口に向かって沈み込むような挙動をしたことが考えられた。カルバート前後の盛土の沈下が一時的な継続的なものかを分析し、その後の措置や点検作業に反映する必要がある。

進展可能性や道路機能に影響を生じる可能性の高い変状については、数値解析や分析を深め、実際に変状が進展しやすい条件を明らかにして、点検手法にも反映させたい。

参考文献

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

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

7.4.1 プレキャスト部材の有効活用方法の研究（土工構造物）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（施工技術チーム）

研究担当者：宮武裕昭、澤松俊寿、小出央人

【要旨】

本研究は、生産性に優れたプレキャスト工法の合理的な構築手法の開発を行うものである。令和2年度は、ブロック積擁壁の既往の地震被害事例を統計的に分析し、ブロックの積み方等による被害傾向を定量的に検討した。その結果を踏まえて、胴込めコンクリートの施工品質の確保により、谷積よりも施工が容易な布積の場合でも同等の性能が確保され则认为られる手法の考え方を示した。また、設計、施工及び維持管理におけるプレキャスト独自のメリットを活かすための製品の技術開発の今後の方向性を検討した。さらに、その方向性を基本とし変状事例や実際の失敗事例を整理し、これらに対応するための付加技術のポイント及び具体的な解決手段を提案した。最後に、本研究の成果を「大型ブロック積擁壁設計・施工の手引き（案）」として共同研究報告書にとりまとめた。

キーワード：大型ブロック積擁壁、ブロックの積み方、機能向上

1. はじめに

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

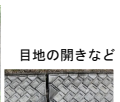
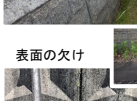
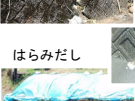
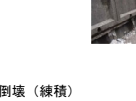
本研究は、生産性に優れたプレキャスト工法の合理的な構築手法の開発を行うものである。平成28年度は道路に用いるプレキャスト工法の中でも種類が多様な擁壁を対象として製品の実態を調査し、その構造的特徴にもとづいて分類し、積みブロックの形状、寸法等について定量的に整理した。また、大型ブロック積擁壁をはじめとしたプレキャスト擁壁の変状事例を収集・調査し、変状の形態を5つに分類した。平成29年度はプレキャストカルバートの製品実態を調査し、断面の分割、躯体の材料、

内空の寸法等を整理し、その傾向を分析した。さらに、プレキャストカルバートの変状事例を収集・整理し、カルバートに発生した変状形態と推定される変状要因を類型化し、設計上の課題点を整理した。プレキャスト擁壁については、平成28年度に類型化した変状形態に着目して静的な水平力を与える傾斜土槽模型実験及びFEM解析を実施し、変状のメカニズムを調べた。平成30年度は、大型ブロック積擁壁の積みブロックの積み方及びブロックどうしの接合部（以下「接合部」という。）の構造に応じた一体性の評価のために、間知ブロックを用いて谷積み及び布積みとしたブロック積擁壁供試体の4点曲げ試験を実施し、ブロックの積み方（谷積及び布積）及び曲げモーメントの方向（擁壁前面が引張り又は圧縮）に応じたブロックどうしの接合部の破壊の特性を把握した。また、変状の発生傾向の高い、空積構造の大型ブロック積擁壁のブロック間の接合条件に着目した非線形動的FEM解析を実施し、空積の大型ブロック積み擁壁を適用する場合の留意点を整理した。令和元年度は、胴込めコンクリート打設時の大型積みブロックの姿勢（5分勾配、水平）の違いによるブロックどうしの接触の状態に着目し、大型ブロック積擁壁躯体の曲げ試験を実施し、大型ブロック積擁壁等の躯体を梁部材として考えた場合に、大型積みブロックの接合部において断面として見込める範囲を提案した。また、設計、施工及び維持管理におけるプレキャスト独自のメリットを活かすための今後の製品の技術開発の方向性を検討した。

表-1 擁壁の限界状態

(道路土工-擁壁工指針²⁾)

要求性能	擁壁の限界状態
性能1	想定する作用によって生じる擁壁の変形・損傷が、擁壁の機能を確保し得る限界の状態
性能2	想定する作用によって生じる擁壁の変形・損傷が、修復を容易に行い得る限界の状態
性能3	想定する作用によって生じる擁壁の変形・損傷が、隣接する施設等への甚大な影響を防止し得る限界の状態

限界状態 1		限界状態 2		限界状態 3	
健全	修復可能	修復不可		倒壊	
	軽微な鉛直ひび割れ  目地の開きなど  若干の傾倒  笠石の脱落  表面の欠け 	折損  傾倒  幅の広い鉛直ひび割れ  水平ひび割れ  はらみだし 	倒壊（空積）  倒壊（空積）  倒壊（縁積）  倒壊（縁積） 		

※限界状態は、擁壁自体の状態だけを対象とし、H24 擁壁工指針に基づいた。

図-1 変状事例に対する擁壁の状態の区分（例）

令和2年度は、控長を35cmのまま大型化したブロック積擁壁について、近年の地震による変状事例を収集・整理し、ブロックの構造及び積み方並びに被害の発生傾向の関係を統計的に分析した。さらにその分析結果を踏まえて、胴込めコンクリートの確実な施工品質確保の方法の考え方を提案した。加えて、変状実態及び製品の運用実態から、施工性・維持管理性の向上に資する付加技術の方向性を検討し、及びこれに基づいて施工、維持管理等で実践すべきと考えられる具体的な付加技術や留意事項を提案した。最後に、以上の本研究の成果を共同研究報告書として整理し、この報告書の実務における使いやすさを考慮して「大型ブロック積擁壁設計・施工の手引き（案）」としてとりまとめた。

本報告書の内容は、国立研究開発法人土木研究所が公益社団法人全国土木コンクリートブロック協会と共同で実施した「大型ブロック積擁壁の設計・施工・維持管理の高度化に関する共同研究（平成30年～令和2年度）」の成果の一部である。

2. 積みブロックの控長を35cmのまま大型化したブロック積擁壁の積みブロックの積み方に関する検討

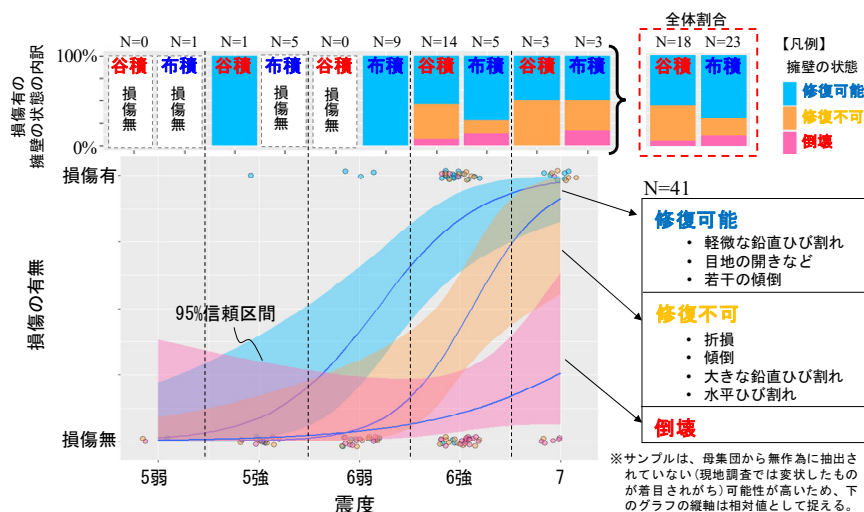
2.1 概要

道路土工-擁壁工指針²⁾では、通常のブロック積擁壁の積みブロックの積み方は、「原則として胴込めコンクリートを設ける練積で、水平方向の目地が直線とならない谷積等」とすることとされている。これは、従来から用いられている間知ブロックや間知石を用いた通常のブロック積（石積）擁壁における経験に基づいたものであ

ると考えられ、“積みブロックの控長を35cmのまま大型化したブロック積擁壁”にも該当するものである。一方で、控長を35cmのまま大型化した積みブロックについては、既往の製品実態調査によると、調査したすべての製品が布積であった。大型化した積みブロックを使用することは、その高い施工性によって道路土工の生産性の向上につながることから、布積とした場合においても、間知ブロックを用いた谷積のブロック積擁壁と同等以上の性能が確保されと考えられる構造や施工品質を明らかにする必要性は高い。このような背景に対して、本章では地震による既往の変状事例の調査結果を基に、通常のブロック積擁壁（控長35cm）の状態をマクロ的に整理し、整理した擁壁の状態別の変状割合を定量的に算出した。さらに、その結果を踏まえて、間知ブロックを用いた谷積のブロック積擁壁と同等以上の性能を確保するために必要と考えられる積みブロックの構造及び胴込めコンクリートの施工方法を検討した。

2.2 検討の方法

変状事例の統計分析に用いたデータは、これまでに（国研）土木研究所及び（公社）全国土木コンクリートブロック協会が蓄積した地震後のブロック積擁壁の既往調査結果で、間知ブロックを用いた谷積のブロック積擁壁及び控長を35cmのまま大型化したブロックを布積としたブロック積擁壁を対象とした。このうち、震度5以上が観測された地域におけるブロック積擁壁の計41事例を抽出し、道路土工-擁壁工指針²⁾の擁壁の限界状態（表-1）を基準として、擁壁の状態を①健全、②修復可能、③修復不可及び④倒壊に区分した。擁壁の状態の区分に当



※谷積：間知ブロックを用いた谷積のブロック積擁壁、
布積：控長を35cmのまま大型化したブロックを布積としたブロック積擁壁

図-2 ロジスティック回帰分析結果

たっては、個別の事例で措置に関する情報があるものについてはその情報に基づいて区分した。措置の情報がない事例については、個別の変状事例に対してブロック積擁壁に関する熟練技術者によって、適切と考えられる措置の方法をシミュレーション（以下「措置に基づいた区分」という。）し、これによって擁壁の状態を区分した。このような区分に基づき、擁壁の状態毎の震度別変状割合を定量的に求めるために2値回帰分析を行った。本報では取扱いの容易さからロジスティック回帰分析を用いた。目的変数は擁壁の変状割合（変状有：1、変状無：0）とし、説明変数は震度とした。

2.3 検討結果

図-1に変状事例に対する擁壁の状態を区分した結果の例を示す。主な変状形態として、ブロック間の目地の開き、ひび割れ、傾倒、はらみだし等が確認された。ひび割れ、傾倒等のうち軽微なものに関しては、限界状態2の修復可能にとどまるが、変状程度が大きいひび割れ、傾倒、はらみだし等になると、損傷の修復が困難となり、限界状態2を満足しないケースが多くなる傾向が得られた。

図-2は、ロジスティック回帰分析の結果である。下段は、震度と変状割合の関係を示す回帰曲線（青実線）であり、図-1で区分した擁壁の状態毎に95%信頼区間を色を変えて示している。震度が大きくなるにつれ、変状の割合は増加しているが、擁壁の状態に応じてその傾向が異なることが分かる。同じ震度における変状割合は、④倒壊、③修復不可、②修復可能の順に大きい。これは、本分析に使用した事例が構造物の損傷に関する一般的な

特徴と整合したということである。すなわち、道路土工一擁壁工指針の限界状態と個別の変状事例の状態が概ね一致しており、前述の「措置に基づいた区分」が妥当であったことを意味している。ただし、現地調査では変状した擁壁に着目されるケースが多く、今回使用したデータは既存のブロック積擁壁群の母集団を代表していない可能性が高いため、あくまで変状割合は②修復可能、③修復不可及び④倒壊の間の相対値と捉えて解釈すべきであることに留意されたい。

図-2の上段には、変状が確認された「間知ブロックを用いた谷積のブロック積擁壁」と「控長を35cmのまま大型化したブロックを布積としたブロック積擁壁」について、その状態毎の内訳を示している。両者のサンプル数にはやや偏りはあるものの、練積という条件においては、間知ブロックを谷積にした場合と、控長を35cmのまま大型化したブロックを布積にした場合において、両者の変状傾向に有意な差は認められなかった。すなわち、ブロック積擁壁の躯体の一体性を確保するためには、適切に胴込めコンクリートが配されていることが重要であるといえる。したがって、市場製品の構造等に関する既往の実態調査結果を考慮すれば、胴込めコンクリートの確実な品質の確保を容易とするために、積みブロックの構造及び胴込めコンクリートの打設方法は、次のような考え方によって行うのがよいと考えられる。

- i) 胴込めコンクリートの充填不足のおそれの少ない形状の積みブロックを使用する（図-3）
- ii) 積みブロックどうしの接合部と胴込めコンクリートの打継ぎ面の高さがそろわないようにする（図-4）

なお、間知ブロックを布積としたブロック積擁壁については、本検討において対象としていないことに留意されたい。

3. プレキャスト部材の機能向上に資する付加技術開発の方向性検討

3.1 概要

大型ブロック積擁壁を含むプレキャスト部材は、現場打ちコンクリートと比べた場合に単純なコスト比較では必ずしもメリットがでるものではなく、施工、維持管理等の段階においてプレキャストならではの良さを活かし、これを強調していく必要がある。そのためには、現状の技術に加え、機能向上に関する現場ニーズに即した付加技術の方向性を整理し、これに基づいた技術開発を促していくことが効率的と考えられる。

ここでは、変状実態及び製品の運用実態から、施工性、維持管理性等の向上に資する付加技術の方向性、及びこれに基づいて施工、維持管理等で実践すべきと考えられる具体的な付加技術や留意事項を検討した。

3.2 機能向上に関する付加技術の基本的な方向性

道路土工構造物を新設又は改築する場合の一般的技術

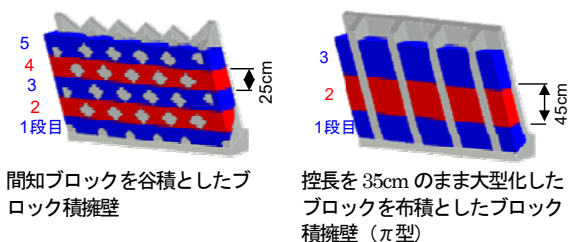


図3 胴込めコンクリートの形状 (2.3節のi)関連)

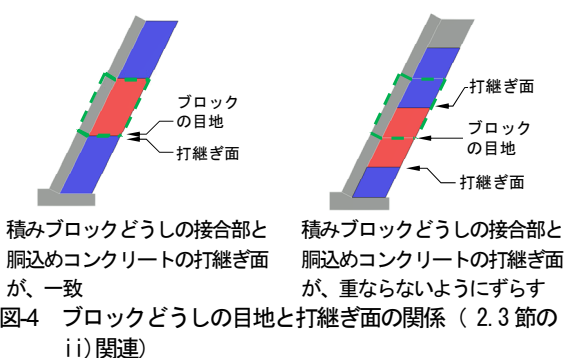


図4 ブロックどうしの目地と打継ぎ面の関係 (2.3節のii)関連)

表-2 機能向上の方向性 (例)

対象者	段階	設計	施工	維持管理
道路管理者	共通	●設計の容易さ及び設計ミスの抑制 ◆ライフサイクルコストの最小化 ▼景観への配慮	■資材調達の手間 (製品・資材の運搬経路情報提供支援) ■施工管理の合理化 (検査の簡略化)	▲現地において基礎情報取得が可能なブロック構造 (擁壁基本構造、製品基本情報)
	経験豊富	◆計画製造等による製品コスト削減		▲3次元測量等の実施の容易さに配慮したブロック構造
	経験浅			▲PCa 製品特有の点検項目
コンサルタント	共通	●設計の容易さ及び設計ミスの抑制		▲体系化した変状、補修・補強事例の提供 ▲変位、傾斜等の定量的測定が容易なブロック構造 ▲足場工等が取り付け可能なブロック
	経験豊富	▼景観への配慮	■施工計画の高度化による手戻りの削減	
	経験浅		■施工品質の確保 (現場打とPCaの施工工程の違いによる手戻りの削減)	▲PCa 製品特有の点検項目の体系化
施工者	共通		■足場工等が取り付け可能なブロック ■現場打とPCaの施工工程の違いによる手戻りの削減	
	経験豊富		■施工計画の高度化による手戻りの削減	
	経験浅	■人材・人手不足への対処 (現場条件に応じた効率化例の提供)	■適切な施工管理を支援する構造のブロック ■人材・人手不足への対処 (オールプレキャスト化)	
道路利用者		▼環境との調和 ●構造上問題のない変状での不要な不安感の解消	▼周辺地域への配慮	●構造上問題のない変状での不要な不安感の解消

●：使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、■：施工品質の確保、▲：維持管理の確実性及び容易さ、▼：環境との調和、◆：経済性

表-3 施工に関する付加技術の例

	現場の声（好事例又は失敗事例）等	付加技術のポイント	付加技術（解決手段）の例
製造～ 検査	・製造時のコンクリート打設面が、上段の積みブロックの設置面となる製品について、外形寸法はJISの許容誤差の範囲内だったが、製品のコンクリート打設面のコテならしの精度について改善要求があった。	・積みブロックは、上段のブロックが良好に設置できる構造とする。	・打設面が上段ブロックの設置面となる製品について、コテならし面の平面度の程度を具体的に示しておく。
	・意匠面の厘木等の跡について、改善するよう改善要求があった。	・積みブロックの製造に当たっては、外観を損なわないように留意する。	・意匠面が汚れないような具体的な堆積方法を示しておく。
運搬	・運搬時に意匠面を下にして積んでいたため、施工時に反転するなど、現場で余計な手間と危険を伴った。	・運搬時の積みブロック等の積み方は、現場作業を考慮したものとする。	・できる限り現場での作業を考慮した荷姿とする。
	・積み込み、荷卸し時に製品の破損・欠けが生じ、返品となった。	・積み込み、荷卸し時に製品の破損・欠けが生じないように慎重に行う。	
仮置き	・積みブロック単体の安定性が悪く、仮置きヤードにおいて段積みできなかったため、想定以上の広さの仮置きヤードが必要になった。	・積みブロックの仮置きは、積みブロックの安定が確保された状態となるように行う。	・仮置き時の安定性も考慮して、堆積方法を具体的に示しておく。 ・仮置きヤードが狭小な場合などでは、限られたスペースにおいて必要な数の積みブロックが仮置きできるように、積みブロック自体の安定性が高い積みブロック製品を採用することも検討する。
	・最初に使う積みブロックを遠くに仮置きしたので、スムーズに積み上げられなかった。	・仮置き荷下ろしに当たっては、積みブロック等の組立て積層が容易となるように、積みブロック等の積層の順序を考慮する。	
組立て	・水平積の製品を使用した、組立時の積みブロックの安定を確保しやすかった。	・積みブロックの組立ては、安全かつ組立て時の安定が確保された状態となるように行う。	・施工工程を考えたうえで、積みブロック単体においてもその安定が計算等により確認された製品を使用する。
	・勾配積のブロック積擁壁を施工する際に、積層時の積みブロックの安定が確保されておらず、積みブロックが倒れた。		・積みブロック単体で安定が確保されない場合には、パイプサポート等により支持する。
	・設置勾配・位置の微調整がしづらい構造の積みブロックであったため、施工しづらかった。	・勾配等の出来高の確実な確保の方法とその容易さを考慮する。	・微調整できるように、バール用の切り欠きを付ける。
打設	・きつい曲線部を施工した際に、上下のブロックどうしの接合部の突起が干渉して設置しづらかった。	・勾配等の出来高の確実な確保の方法とその容易さを考慮する。	・突起や目印による施工ガイドを設ける。
	・胴込めコンクリートの充填不足のおそれの少ない形状の積みブロックを使用する（2.3節のi)より）。	・胴込コンクリート等を確実に打設し、及び締固める方法とその容易さを考慮する。	・開口部を大きくする。
	・積みブロックどうしの接合部と胴込めコンクリートの打継ぎ面の高さがそろわないようにする（2.3節のii)より）。	・胴込コンクリート等の打継ぎ面の高さ管理の方法とその容易さを考慮する。	・コンクリートが積みブロックの隙間から漏れないような工夫（具体案を記載）
検査	・擬石模様の場合に、積みブロックの法線をどこで取ってよいか分からなかった。	・積みブロックは、勾配等の出来形の検査が容易な構造とする。	・積みブロックの内側に、打継ぎ位置の印をつけておく。
			・積みブロックどうしの位置関係を確認しやすいように、意匠面の端部等にフラットな面を作っておく。

基準である道路土工構造物技術基準³⁾では、道路土工構造物に関する基本的事項として「道路土工構造物の新設又は改築にあたっては、使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、施工品質の確保、維持管理の確実性及び容易さ、環境との調和並びに経済性を考慮しなければならない。」とされている。本検討においても、この基本的事項に基づいた。検討にあたっては、どの段階で、誰に対して活かすことのできる技術とするかといった、「段階」と「対象者」に着目することに配慮した。「段階」については、上述の基本的事項に基づいたうえで、設計、

施工及び維持管理に分類した。「対象者」については、道路管理者、コンサルタント、施工者及び道路利用者を想定した。ここで、近年の人口減少及び高齢化による技術者不足を踏まえると、技術者の経験に応じて支援に必要な技術も異なってくるものと考えられることから、対象者を、さらに経験豊富及び経験浅並びに両者に共通の3つに細分した。表-2は、このような分類をマトリクスで表し、これに関連業団体内部でのアンケート結果等とおして整理した機能向上の方向性（例）を示したものである。この表は、今後製品開発者が技術開発を行ううえで

配慮すべき基本的な方向性として活用されることを意図したものである。

3. 3 具体的な付加技術等の検討

次に、表-2を基本的な方向性とし、施工、維持管理等で実践すべきと考えられる具体的な機能向上の付加技術や留意事項を検討した。

検討にあたっては、その結果を実行性の高いものとするために、大型ブロック積擁壁の変状実態及び積みブロック製品の運用実態を調査し、検討を行ううえでの基礎情報として活用した。

まず、施工に関する事項については、大型ブロック積擁壁等の建設工事の事例における施設管理者、設計者、施工者等からの好評の声（好事例）や、実際の失敗事例を収集した。収集の方法は、全国土木コンクリートブロック協会の実務者とのブレーストーミング及び協会員へのアンケート調査によった。アンケート等の結果から、失敗事例に対する原因分析が必要なものにはこれを行い、付加技術のポイント及び具体的な解決手段を整理した。次に、維持管理については、変状実態、点検精度の実情等を考慮し、同様にブレーストーミングをとおして維持管理性向上のポイントを検討し、これを提案した。

表-3には、施工に関する事項を取り上げ、施工における好事例及び失敗事例、付加技術のポイント及び具体的な付加技術を、大型ブロック積擁壁の施工工程ごとに整理した結果のうちその一例を示す。

ここに示したような事項は、製品の開発者は製品開発の着眼点として、施設管理者等は製品を選定するうえでのコスト以外のポイントとして、施工者は施工の留意点としてなど、大型ブロック積擁壁を建設するうえでの一連のプロセスにおいて活用されることで、安全かつ施工品質が確保された構造物の建設や、手戻りの縮減に繋がることが期待される。

4. 成果の活用に向けて

以上の本研究の成果を共同研究報告書としてとりまとめるとともに、この報告書の実務における使いやすさを考慮して「大型ブロック積擁壁設計・施工の手引き（案）」を作成した。

5. まとめ

本報で得られた成果を要約すると次のようになる。

- 1) 控長を 35cm のまま大型化したブロックを布積としたブロック積擁壁と間知ブロックを用いた谷積のブロック積擁壁について、既往の地震被害事例を収集し、変状傾向をロジスティック回帰分析した結果、練積という条件においては、変状傾向に有意な差は無いことを確認した。
- 2) すなわち、適切に胴込めコンクリートが配されているということが重要であり、これを踏まえて胴込めコンクリートの確実な品質の確保を容易とするための積みブロックの構造及び胴込めコンクリートの打設方法の考え方を示した。
- 3) プレキャスト部材の機能向上に資する付加技術について、設計、施工及び維持管理の「段階」と、道路管理者、コンサルタント、施工者及び道路利用者並びに経験に応じて細分した「対象者」ごとに、付加技術の開発の方向性を整理した。
- 4) 整理した方向性に基づいて、施工、維持管理等で実践すべきと考えられる具体的な機能向上の付加技術や留意事項を検討した。施工については、実際の失敗事例等を基に、これらを回避するための付加技術のポイント及び具体的な解決手段を整理した。維持管理については、変状実態、点検精度の実情等を考慮し、維持管理性向上のポイントを整理した。
- 5) 本研究の成果を「大型ブロック積擁壁設計・施工の手引き（案）」として共同研究報告書にとりまとめた。

参考文献

- 1) 神鳥博俊：コンクリート構造物の生産性向上について（プレキャスト活用による生産性向上）、建設マネジメント技術、8月号、pp.19-22、2015
- 2) 日本道路協会：道路土工一擁壁工指針、2012
- 3) 国土交通省：道路土工構造物技術基準、2015
(<http://www.mlit.go.jp/road/sign/kijyun/bunya02.html>)

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

7.4.2 プレキャスト部材の有効活用方法の研究（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、櫻庭浩樹

【要旨】

本研究では、プレキャスト部材のさらなる活用に向けて、プレキャスト部材の製造過程や接合部に着目し、品質の評価技術を検討している。プレキャスト部材は、蒸気養生を用いて製造することが一般的であるが、その際の温度管理が適切でないとコンクリート温度が高くなりすぎるおそれがある。令和2年度は、コンクリート温度が高まることが懸念される劣化メカニズムの一つ、遅延エトリンサイト生成（DEF）を防止する方法の提案に向けて、蒸気養生中のコンクリート温度に留意が必要となる製造条件を検討した。また、プレキャスト部材は、コンクリートが硬化した後に納品されることから、外観の状態について、現場打ちコンクリートの場合よりも厳しく評価される場合がある。そこで、発生を防止すべき表面変状と耐久性状影響がない表面気泡等を評価する手法の提案に向けて、実製品を模擬した供試体を用いて検討した。

キーワード：プレキャスト部材、蒸気養生、遅延エトリンサイト生成、外観変状、耐久性

1. はじめに

プレキャスト部材（以下、PCa部材）は、製品工場や現場ヤードにおいて製造するため天候の影響を受けにくく、安定して製造できることなどから、生産性の向上や構造物の長寿命化に資する技術として期待されている。しかし、現状の技術規準類は主に現場打ちコンクリートに関する知見や経験に基づき整備されているおり、PCa部材の設計や製造・施工については、必ずしも明確でない点がある。PCa部材を有効に活用していくためには、次の課題の解決が必要と考えている。

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

2) PCa部材を用いて一定規模以上の構造物を構築する場合、PCa部材同士またはPCa部材と現場打ちコンクリート部材との接合部が生じる。また、施工条件等の要因から鉄筋継手位置が一断面に集中するいわゆる全数継手になるため、接合部の品質の確保が重要となる。

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

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

ついて実験結果をとりまとめた。

平成30年度は、平成29年度に開始した実験を継続し、得られた知見¹⁾に基づいて「プレキャストコンクリート構造物に適用する機械式鉄筋継手工法ガイドライン」をとりまとめた²⁾。このガイドラインは、コンクリート生産性向上検討協議会を通じて周知された。

令和元年度は、蒸気養生を用いて製造されるPCa部材で発生するおそれがあり、耐久性への影響が深刻になり得る遅延エトリンサイト生成（以下、DEF）に関する基礎的な検討を行った。また、プレキャスト部材の外観に関する要求が高いことを踏まえ、軽微な物も含めて、プレキャスト部材特有の外観変状事例を収集した。

令和2年度は、DEFを防止する技術の提案に向けて、蒸気養生中のコンクリート温度に留意が必要となる製造条件を検討した。また、発生を防止すべき表面変状と耐久性状影響がない表面気泡等を評価する手法の提案に向けて、実製品を模擬した供試体を用いて検討した。本稿では、この検討の一つとして、表層透気試験の結果を示す。

2. 蒸気養生中のコンクリート温度に留意が必要となる製造条件の検討

2.1 不適切な養生によるDEF誘発のおそれ

DEFは、硬化後のコンクリートにおいてエトリンサイトが生じて膨張し、コンクリートにひび割れが生じる劣化である。エトリンサイトは、コンクリートの水和過程で生

成される物質であり、特殊なものではなく、コンクリートが十分硬化する前のエトリングait生成は、変状の原因とはならない。

しかし、養生中にコンクリートの内部が高温になると水和反応で生成されたエトリングaitが分解されるおそれがある。エトリングaitが分解される温度は、一般に 70°C 以上とされている。分解されたエトリングaitは、コンクリートが硬化した後の水分供給等の条件によっては、再生して膨張する場合がある。コンクリートが十分硬化した後にエトリングaitが生成すると、その膨張圧で周囲の組織を破壊する。この際の膨張量は、膨張性という点で類似した劣化であるアルカリシリカ反応による膨張量よりも大きいことが知られており、DEF が発生すると深刻な劣化状態に至ることが懸念される。

PCa 部材は、蒸気養生を用いて製造することが一般的であるが、その際の温度管理が適切でないとコンクリート温度が高くなりすぎ、DEF を誘発するおそれがある。また、これまでに国内で報告されている DEF の発生事例は、ほとんどが PCa 製品である³⁾。現時点では、DEF の発生事例の報告は多くないが、PCa 部材の活用をさらに促進する上では、その発生リスクを検討し、必要に応じて対策をとることが求められる。

本章では、まず実験を行って、蒸気養生中のコンクリートの温度変化と解析結果のキャリブレーションを行った(2.2)。次に、実験結果との整合する確からしい解析方法を用いて、製造条件が変わったときにどのような影響があるか推定した(2.3)。

2.2 コンクリート温度に関する実験と解析

2.2.1 実験方法

検討の対象とした分割式カルバートの概要と供試体の寸法は、図-1 に示すとおりである。部材厚が 500mm を超えるマスコンクリート相当の寸法とした。

供試体に用いたコンクリートは、製品の製造実績を参考に設計基準強度 40N/mm^2 、 $W/B=35\%$ 、単位結合材量 457kg/m^3 （普通ポルトランドセメントを高炉スラグ微粉末 4000 で 30%置換）とした。

蒸気養生の条件は、昇温速度 20°C/h 、最高温度 40°C 、最高温度保持時間 4 時間とした(図-2)。なお、脱型は、打込みから約 20 時間後とした。コンクリート温度は、図-3 に示すとおり、側壁表面、側壁中央、隅角部中央で計測した。

2.2.2 解析方法

数値解析により蒸気養生下のコンクリートの温度を予測するためには、水和による発熱量を適切に考慮する必要



図-1 分割式カルバートの概要と供試体の寸法

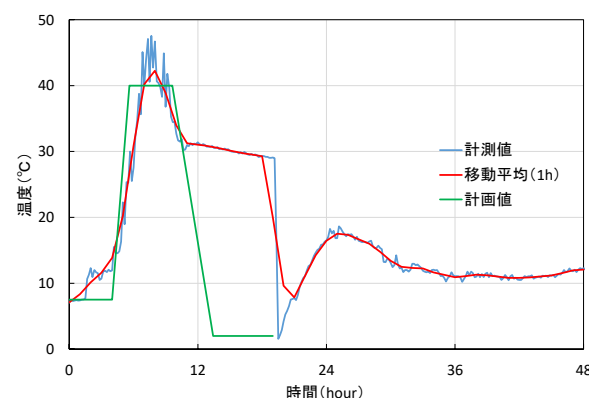


図-2 蒸気養生中の雰囲気温度

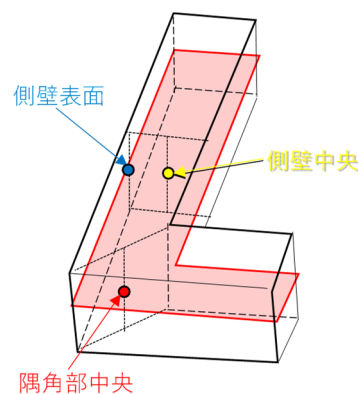


図-3 コンクリート温度の計測位置

がある。発熱量を考慮する方法としては、断熱状態におかれたコンクリートの温度上昇量を実験的に求め、実験結果に基づいた数式（以下、断熱温度上昇式）を用いる方法が一般的である。断熱温度上昇式は、マスコンクリートのひび割れ制御指針 2016（以下、ひび割れ指針）等で提案されている⁴⁾。

断熱温度上昇式は、ひび割れ指針で提案している式(1)をとし、各パラメータを算定する際には、ひび割れ指針の高炉 B 種の算定式を用いた。

$$Q = Q_{\infty}[1 - \exp\{-\gamma(t - t_0)^S\}] \quad (1)$$

ここに、断熱温度上昇量 (°C)、 t : 材齢 (日)、 Q_{∞} : 終局断熱温度上昇量 (°C)、 t_0 : 発熱開始材齢 (日)、 γ : 断熱温度上昇速度係数、 S : 温度上昇速度係数

しかし、提案されている断熱温度上昇式を、蒸気養生により水和反応が促進されるコンクリートに適用できるか明確にされていない。蒸気養生の影響を受ける場合に式(1)を補正する方法として、断熱温度上昇特性に関する要素試験を行って断熱温度上昇式のパラメータを補正する方法⁹⁾が提案されており、本報ではこの既往研究を参考に検討した。これは、終局断熱温度上昇量 Q_{∞} および断熱温度上昇速度係数 γ を、それぞれ、ひび割れ指針で提案している値の 0.8 倍および 6 倍に補正するものである。発熱開始材齢 t_0 については、ひび割れ指針で提案している値の 2/3 倍とすることで、発熱開始のタイミングが一致したため、この値を用いた。また、比較のため、ひび割れ指針で提案している値を用いた検討も行った。

コンクリートの特性は、ひび割れ指針の参考値を使用し、熱伝導率 $2.7\text{W/m}^{\circ}\text{C}$ 、比熱 $1.15\text{kJ/kg}^{\circ}\text{C}$ 、密度 2400kg/m^3 、鋼製型枠の熱伝達率は一般的な $14\text{W/m}^2\text{C}$ とした。また、打込み温度は、打込み完了時のコンクリート温度 16.2°C とした。蒸気養生中の雰囲気温度には、図-2 に示す計測値を 1 時間の移動平均とした値を設定した。数値解析は、計測位置が部材厚さ方向の中央であることを考慮して、2 次元での解析とした。

2.2.3 実験結果と解析結果の比較

供試体の温度は、図-3 に示す隅角部中央で最大約 68°C に達し、側壁表面では最大約 45°C であった。

ひび割れ指針に示される一般的な断熱温度上昇式を用いた場合のコンクリート温度の解析結果を図-4 に示す。解析値は、実験結果よりも低いコンクリート温度を示しており、最大で 10°C 程度の差がある。よって、一般的な断熱温度上昇式を用いた場合のコンクリート温度の再現性は低いことが確認された。なお、側壁表面の温度において、20 時間頃に急激な温度の低下がみられるが、これは脱型による雰囲気温度の低下の影響である。

次に、蒸気養生の影響を考慮した断熱温度特性を用いた場合のコンクリート温度の解析結果を図-5 に示す。解析では、実験結果を概ね再現できている。このことから、蒸気養生の影響を考慮して、断熱温度上昇特性を補正することで、コンクリート温度を概ね予測できると考えられる。

2. 3 打込み温度および部材厚がコンクリート温度に及ぼす影響

2.2.3 項の結果から、断熱温度上昇特性の終局断熱温度

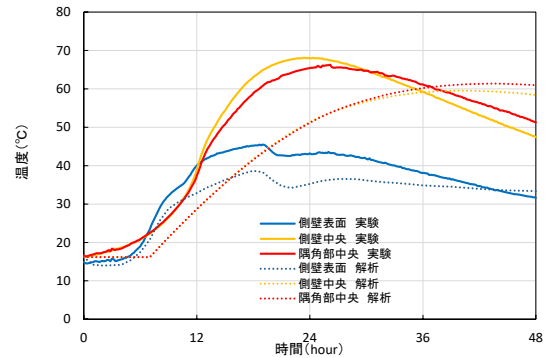


図-4 一般的な断熱温度上昇特性を用いた場合のコンクリート温度

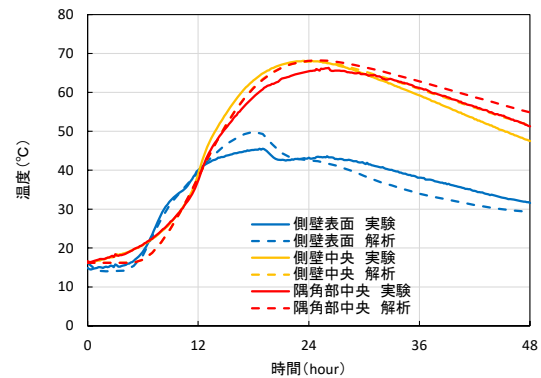


図-5 蒸気養生の影響を考慮した断熱温度特性を用いた場合のコンクリート温度

表-1 検討対象とした打込み温度と部材厚

検討ケース	打込み温度 (°C)	部材厚 (mm)
No.0 (実験)	16.2	1000
No.1	20	
No.2	25	
No.3		700
No.4		500

上昇量および断熱温度上昇速度係数を補正する方法を用いた解析は、蒸気養生した PCa 部材の温度上昇を概ね適切に評価できていると考えた。そこで、コンクリート温度に及ぼす影響が大きいと考えられる打込み温度および部材厚が変化した場合に、コンクリート温度にどの程度の影響があるかを検討した (表-1)。

打込み温度の影響を検討するため、気温 15°C で打込み完了時のコンクリート温度は 20°C を想定、および、気温 20°C で打込み完了時のコンクリートは温度 25°C を想定した条件で、図-5 に示した蒸気養生を実施した場合の解析を行った。これらのコンクリート温度の最高値を図-6 に

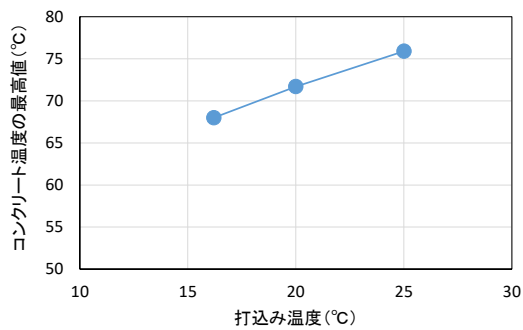


図-6 打込み温度がコンクリート温度に及ぼす影響

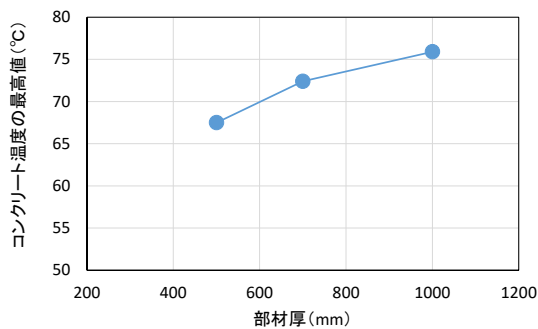


図-7 部材厚がコンクリート温度に及ぼす影響

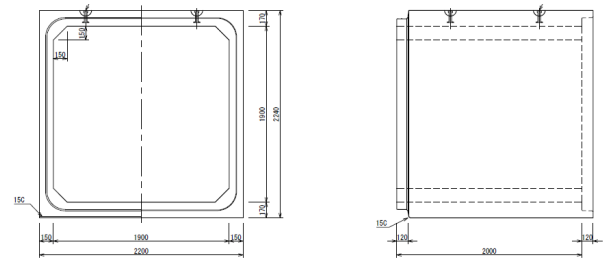
示す。この結果から、今回の解析条件の範囲では、打込み温度が18℃を超えると、コンクリート温度が70℃を超えるおそれがあることが確認された。

部材厚の影響を検討するため、打込み完了時のコンクリート温度が25℃想定条件で、部材厚を500mmおよび700mmとした場合の解析を行った。これらのコンクリート温度の最高値を図-7に示す。この結果から、今回の条件の範囲では、部材厚600mm程度を超えると、コンクリート温度が70℃を超えるおそれがあることが確認された。

以上のような検討を進めることで、蒸気養生中にコンクリート温度が70℃を超えるおそれがある打込み温度や部材厚の条件を把握できると考えられる。このようにDEFのおそれが無視できない製品や施工状況は限定されると想定されるので、今後、今回検討した部材寸法や製造時の条件について検討を進め、製造時に特にDEFについて留意すべき製品や製造条件を明確にし、必要に応じてDEFを抑制するための製造上の工夫を簡易に検討できるような方法を提案する予定である。

3. 実大カルバート供試体を用いた表面気泡が耐久性に及ぼす影響の検討

コンクリートは、締固め時に余剰な振動締固めによって



※純かぶり厚は27mm

図-8 製造したボックスカルバートの寸法 (単位: mm)

表-2 コンクリートの配合

W/C (%)	単位量 (kg/m³)			
	水	セメント	細骨材	粗骨材
42.2	174	416	794	941

※普通ポルトランドセメントを使用、AE剤を添加する場合と添加しない場合の2種類の配合を使用、粗骨材の最大寸法20mm

表-3 フレッシュ性状と圧縮強度

供試体名	AE	NonAE
スランプ (cm)	19.0	16.0
空気量 (%)	6.2	2.2
圧縮強度※ (N/mm²)	50.7	59.7

※材齢28日まで20℃水中養生

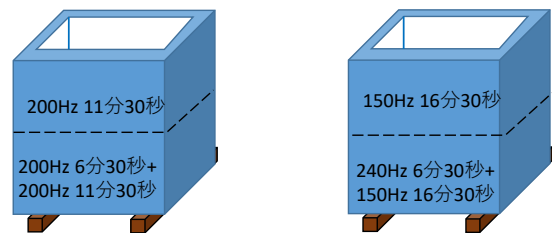


図-9 締固め条件

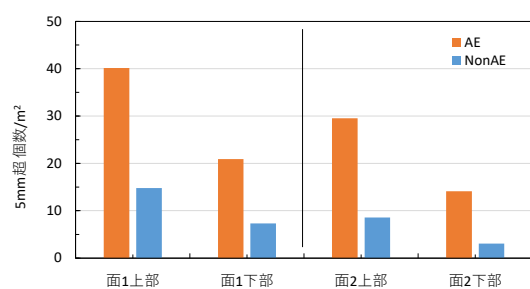


図-10 直径5mm超の表面気泡の個数

余剰な気泡を除去するが、型枠に接した面にある程度の表面気泡が残存して、硬化後気泡跡が見られる。適切な締固めを行った上で残存する表面気泡は、耐久性は影響がない。また、表面気泡を取り除くために過剰な締固めを行うと、骨材とペースト分が分離したり、耐凍害性確保のために導入している微少な気泡も損なわれるなどの悪影響が生じることが懸念される。したがって、現場打ちコンク

リートの場合は、特に景観や美観についての配慮を求められる構造物でなければ、表面気泡が問題視されることは多くない。

一方、プレキャストコンクリートの場合は製品としてコンクリートが硬化した状態で納品されるため、自然に生じ

る表面気泡でも受取り者に問題視される場合があり、景観や美観についての配慮を求めない用途の場合でも、表面気泡の補修が求められ、生産性向上効果を損なっているとの指摘がある。

一方、締固め不足などで、コンクリートに豆板などの表

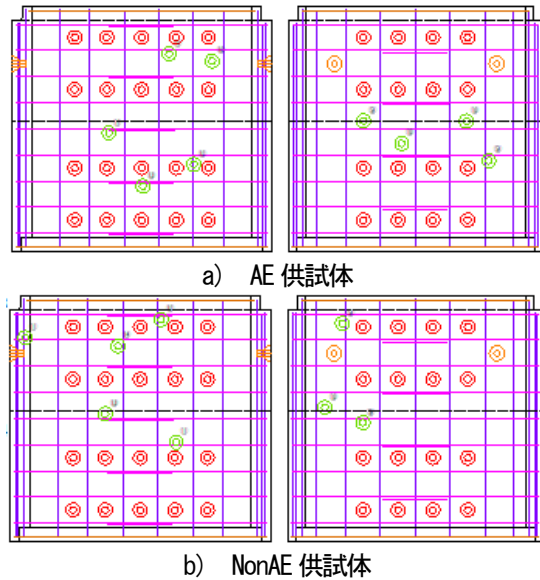
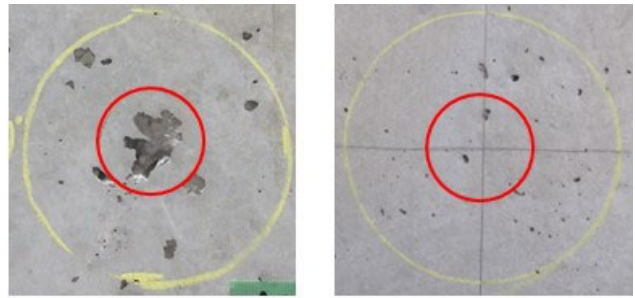
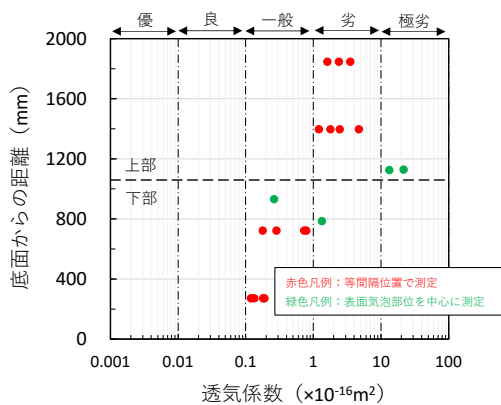


図-11 表層透気試験の測定位置

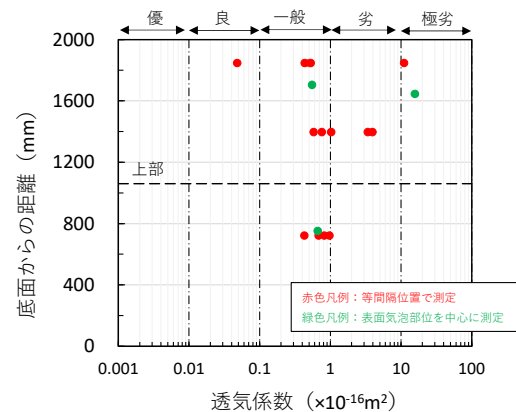


※赤枠内がダブルチャンバー内側の円

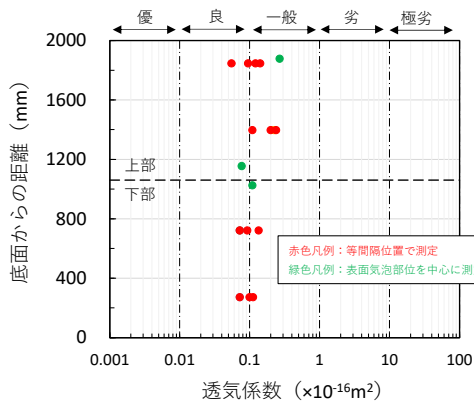
写真-1 表面気泡の例



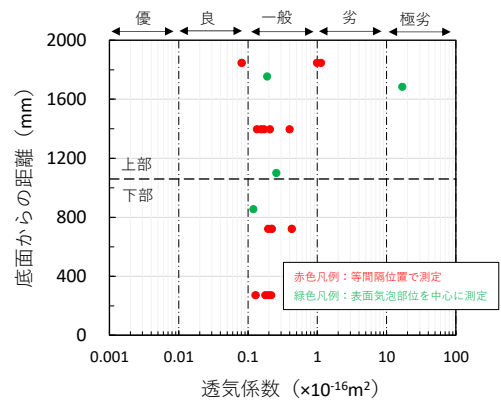
a) AE 供試体面 1



b) AE 供試体面 2



c) NonAE 供試体面 1



d) NonAE 供試体面 2

図-12 透気係数の供試体鉛直方向の分布

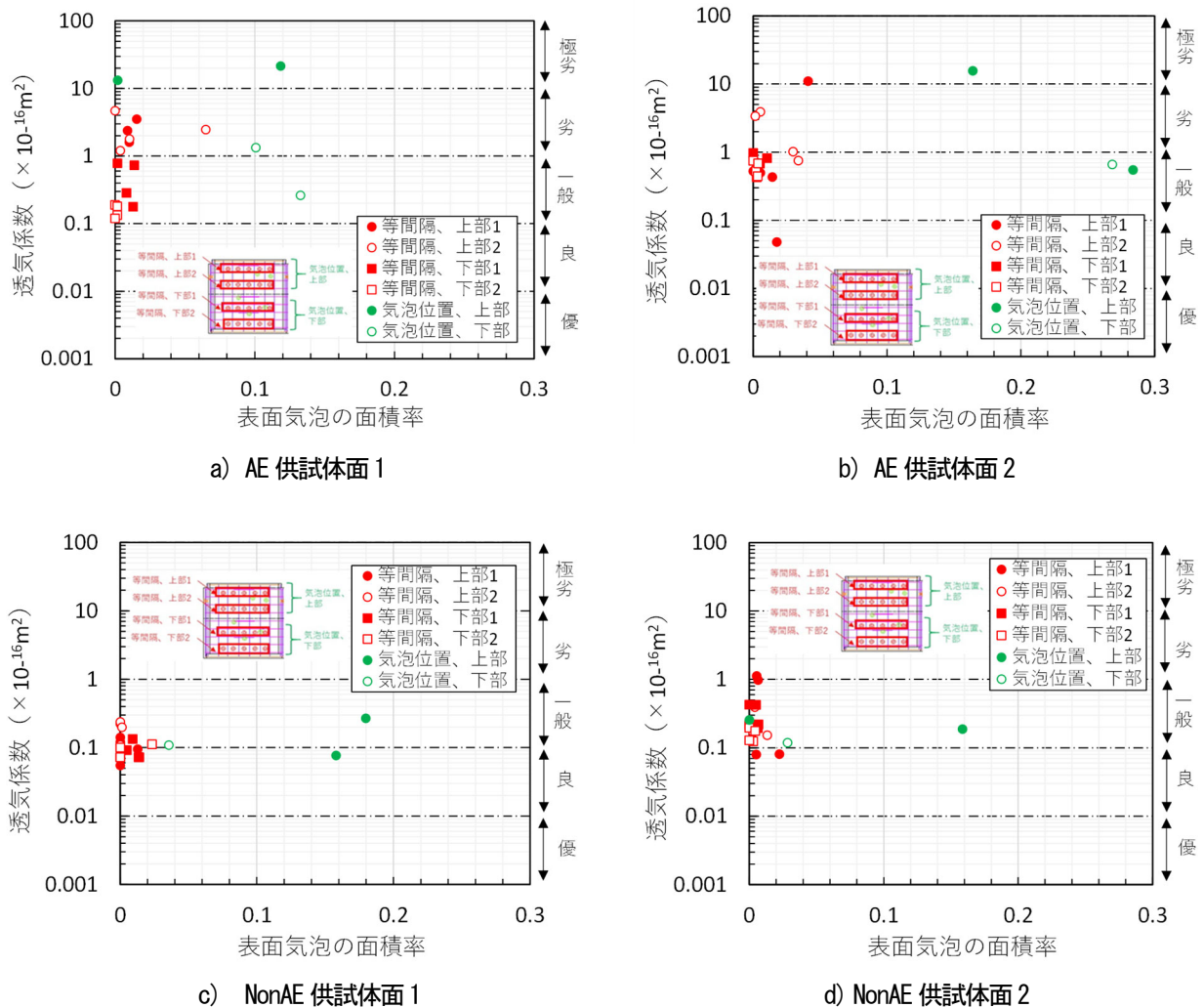


図-13 表面気泡の面積率が透気係数に及ぼす影響

面変状が生じることは、耐久性への影響が懸念されることから認められない。これらは、外観上は類似している点があること、判定基準が定まっていないことが課題である。

このような背景から、本研究では、実大のカルバート供試体を製作し、表面気泡が耐久性に及ぼす影響を検討することとした。令和2年度は、非破壊の品質評価方法の一つである表層透気試験によって、表面気泡が表層透気性に及ぼす影響を検討した。なお、令和3年度には、表層透気試験の結果を踏まえて供試体からコアを採取し、塩分浸透抵抗性等の追加試験を行い、表面気泡が耐久性に影響を評価する計画である。

3. 1 供試体

製造したボックスカルバートの寸法を図-8、製造に用いたコンクリートの配合を表-2に示す。配合は、AE剤を添加する場合（寒冷地仕様）と添加しない場合（一般環境仕様）の2種類とし、各配合で1体ずつ製造した。供試体の

名称は、前者を AE 供試体、後者を NonAE 供試体とする。また、フレッシュ性状と圧縮強度試験の結果を表-3に示す。

コンクリートの品質や表面気泡の発生状況を変化させるため、供試体の上部と下部で、図-9に示すように異なる条件で締固めを行った。締固めには、型枠バイブレータを用い、NonAE 供試体については内部振動式バイブレータも併用した。図中に記載した数値は、型枠バイブレータの周波数と振動時間である。このように、締固め条件を変化させることで、本来は防止すべき変状である豆板が発生するようにした。なお、振動締固めが十分及んでいないことによる豆板と、十分な振動締固めを行った後も残る表面気泡を外観から評価する方法は、現時点では確立されていない。本報では、以降、両者をまとめて表面気泡として表現している。

3. 2 表面気泡の発生状況

表面気泡の観察は、図-9 に示すように供試体を縦に配置した状態で実施した。本報では、各供試体の2面の状況を示す。

表面気泡は、直径と数で評価される場合がある⁶⁾ことから、これらを画像解析により計測した。画像解析では、二値化して表面気泡を抽出して数を計測し、抽出した表面気泡から面積が等価となる円の直径を求めた。

ここで、直径5mmを超える表面気泡（豆板状のものを含む）の1m²あたりの個数を図-10 に示す。AE 供試体と NonAE 供試体を比較すると、前者の方が個数は多い。また、両方の供試体で、上部の方が個数は多い傾向にある。供試体の上部と下部で締固め条件を変化させたことが、3.1 節で説明したとおり、表面気泡の発生状況の変化につながったと考えられる。

3. 3 表面気泡が表層透気性に及ぼす影響

3.2 節で示した観察面を対象に、表層透気試験を実施した。表層透気試験の測定位置を図-11 に示す。赤色の○は、表層透気性の傾向を把握するために等間隔に設定した位置である。緑色の○は、特に表面気泡（豆板状のものを含む）の影響を把握するため、表面気泡の発生が顕著な測定位置を追加したものである。

表層透気試験には、ダブルチャンバー法（Torrent 法）を用いた。ダブルチャンバー法は、測定部が内側チャンバーと外側チャンバーから構成されており、表層透気性は内側チャンバーの圧力から評価される。このため、内側チャンバーの範囲（直径 50mm）に存在する表面気泡の面積（写真-1）を算出し、測定結果である透気係数との関係を検討した。表層透気試験は、材齢 91～100 日の期間に実施した。なお、表層透気試験に先立ち、高周波容量式および電気抵抗式の表面水分計を用いて測定箇所の含水状態を確認し、顕著な差はないことを確認した。

透気係数の供試体鉛直方向の分布を図-12 に示す。なお、ダブルチャンバー法の透気係数による評価は、図中に示すとおり 5 段階のもの（優：0.001～0.01、良：0.01～0.1、一般：0.1～1、劣：1～10、極劣：10～100）が提案されている。AE 供試体および NonAE 供試体ともに、供試体上部の方が透気係数は大きい傾向がある。これは、供試体上部の方が締固め不足を意図した条件としたため、表層品質の低下を示しているものと推察される。また、NonAE 供試体の方が、透気係数が小さい傾向にある。

表面気泡の面積率が透気係数に及ぼす影響を図-13 に示す。表面気泡の面積率は、内側チャンバーの範囲に存在する表面気泡の割合を表す。面積率は、等間隔で測定した

部位で 0.06 程度以下、表面気泡が生じている部位で最大 0.3 程度である。結果として、表面気泡の面積率が増加しても、透気係数の変化は明確でなかった。すなわち、表面気泡の面積が大きい部位が、必ずしも表層品質の低下を表すものではないと推察される。ただし、供試体上部の方が透気係数は大きい傾向にあることから、これを評価できる手法の検討が必要である。今後、これらの試験結果を参考に、供試体からコアを採取して塩分浸透抵抗性等を評価し、表面気泡が耐久性に及ぼす影響をさらに検討する予定である。

4. まとめ

令和2年度は、DEF を防止する技術の提案に向けて、蒸気養生中のコンクリート温度に留意が必要となる製造条件を検討した。また、発生を防止すべき表面変状と耐久性状影響がない表面気泡等を評価する手法の提案に向けて、実大カルバート供試体を用いて検討した。

- 1) マスコンクリート相当となる分割式カルバートを対象に、コンクリート温度に関する検討を実施し、打込み温度および部材厚によっては、DEF の発生リスクが懸念される温度を超えるおそれがあることを確認した。今後、このような検討を進め、製造条件がコンクリート温度に及ぼす影響を簡易に確認できる方法を提案する予定である。
- 2) 実大カルバート供試体を対象として表層透気試験を実施し、表面気泡が表面品質に及ぼす影響を確認した。表面気泡の面積と表層透気試験の関係を整理したところ、表面気泡の面積の大きさが、必ずしも表層品質の低下を表すものではないことを確認した。今後、供試体からコアを採取して塩分浸透抵抗性等を評価し、表面気泡が耐久性に及ぼす影響をさらに検討する予定である。

参考文献

- 1) 櫻庭浩樹、古賀裕久、高松芳徳、井上幸一：同一断面に機械式継手を用いたプレキャスト部材接合部の曲げ挙動に関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.41、2019
- 2) コンクリート生産性向上検討協議会：プレキャストコンクリート構造物に適用する機械式鉄筋継手工法ガイドライン、
<http://www.mlitt.go.jp/tec/i-con-concrete.html>
- 3) 川端雄一郎、松下博通：高温蒸気養生を行ったコンクリートにおける DEF 膨張に関する検討、土木学会論

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

文集 E2 (材料・コンクリート構造)、Vol.67、No.4、
pp.549-563、2011

- 4) 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、2016
- 5) 遠藤友紀雄、田代藤雄、森本博昭、小柳洽：蒸気養生
下におけるコンクリートの諸特性について、コンク

リート工学年次論文集、Vol.18、No.1、pp.1305-1310、
1996

- 6) 坂田昇、渡邊賢三、細田暁：目視調査に基づくコンク
リート構造物の表層品質評価手法の実績と調査結果
を反映した表層品質向上技術、コンクリート工学、
Vol.52、No.11、pp.999-1006、2014