

移動式たわみ測定装置の開発と 実用化に向けた取り組み

若林 由弥¹・藪 雅行¹

¹国立研究開発法人土木研究所道路技術研究グループ（舗装）（茨城県つくば市南原1-6）

道路舗装は複数の層から成る構造物であり、下の層の健全度が低下すると、表面の層を打ちかえるだけでは、早期に損傷が再び発生し、LCCの観点からみると非効率となる場合がある。現在、舗装構造の健全度評価については、衝撃式たわみ測定装置（FWD）によるたわみ量が用いられているが、測定に時間を要することに加え、静止した状態で測定を行うため、交通規制が必須である。

舗装チームでは、より簡易にかつ効率的にたわみを測定する手法として、海外技術を参考に移動式たわみ測定装置（MWD）の開発をすすめている。本報では、これまでのMWDに関する研究成果と実用化に向けた現在の取り組みについて紹介する。

キーワード 舗装、健全度評価、たわみ、移動式たわみ測定装置

1. はじめに

高度経済成長期に集中的に整備された膨大な道路ストックの多くが建設後30年経過している。人口減少に伴う技術者の不足が懸念されるなか、膨大な道路を管理するためには、より効率的な道路の点検手法の確立が求められる。

現在、舗装の点検による構造評価についてはひび割れによる評価が行われているが、ひび割れによって確認できるのは表層や基層といった上部の層の劣化の状況であり、路盤以下の層の支持力の低下については十分に評価できていない。しかし、雨水などの影響で路盤層以下の支持力が低下すると、舗装は交通荷重を十分に支えることができないため、路面の早期劣化や路盤層以下の損傷の拡大を招くことになる。このため、定期的に路盤層以下も含む舗装の支持力について評価し構造的破壊が発生する前に対策を施すことが、維持管理の観点から重要である。

現在、路盤層以下を含む舗装全体の構造評価手法として、図-1に示すFWD(Falling Weight Deflectometer)が広く用いられている。FWDは重錘を落下させて舗装に生じるたわみを測定し、各層の支持力を評価する装置であるが、落下地点毎の測定であるため、連続して舗装の健全性を把握することができず、局所的に支持力が低下している箇所を見逃す可能性がある。また、1点の測定に2～3分の時間を要し交通規制が必要なため、極めて非効率である。

こうした背景の中、土木研究所では移動しながら舗装たわみを測定する装置として、移動式たわみ測定装置(Moving Wheel Deflectometer)(以下「MWD」という)の開発を進めてきた。



図-1 FWD (Falling Weight Deflectometer)

表-1 海外の移動式たわみ測定技術

名称	開発国	車両全長
Rolling Wheel Deflectometer (RWD)	アメリカ	53ft (16.2m)
Road Deflection Tester (RDT)	スウェーデン	8.95m
Traffic Speed Deflectometer (TSD)	デンマーク	14.9m

本報では、これまでのMWDの開発状況と実用化に向けた現在の取り組みについて紹介する。

2. MWDの開発

(1) MWDの概要

MWDは、車両の輪荷重によって舗装に生じるたわみを、走行しながら測定する装置である。

表-1に海外における移動式たわみ測定装置を示す。これらの技術は既に実用化されている¹⁾ものの、車体が大きい一部の高規格幹線道路や国道でしか測定を行うことができない。従って日本において同様の測定技術を普及させるためには、日本の道路事情に適合した装置の

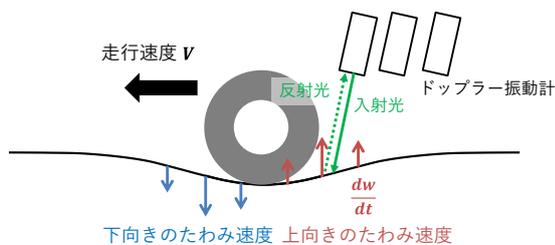


図-2 ドップラー振動計によるたわみ測定手法

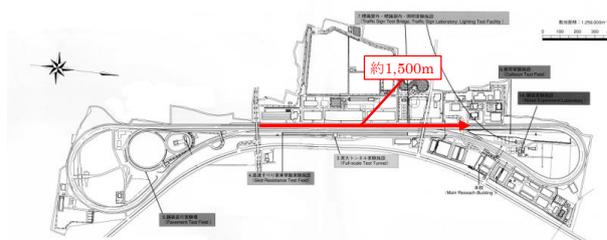


図-4 土木研究所構内の測定区間



図-3 荷重車をベースにした試作機 (1号機)

開発が必要である。

(2) MWDの測定原理

続いて、MWDによる舗装たわみの測定原理について説明する。舗装のたわみを測定する手法の1つとして、ドップラー振動計によるものがある。ドップラー振動計は、レーザー光の入射光と反射光のドップラー効果による周波数変化を利用して、対象物の振動速度を測定する装置である。従って、ドップラー振動計で直接測定できるのは、舗装のたわみではなくたわみ速度である。

図-2にドップラー振動計によるたわみ測定のイメージを示す。ドップラー振動計によって得られるたわみ速度 dw/dt と車両速度 v から式(1)のようにたわみ角 dw/dx を求めることができる。

$$\frac{dw}{dx} = \frac{dt}{dx} \cdot \frac{dw}{dt} = \frac{1}{v} \cdot \frac{dw}{dt} \quad (1)$$

このたわみ角を積分することでたわみ形状 $w(x)$ を算出することができる。MWDではたわみ形状をガウス関数で近似し係数を算出している。

(3) 試作機の作製と振動ノイズ除去手法の検討

MWDを実際に開発するにあたり、はじめに土木研究所の舗装走行実験場にて促進载荷試験に用いる荷重車をベースとした試作機 (以下、1号機) を製作した。図-3に1号機の外観を示す。

図-4に示す土木研究所構内の外周路にて1号機を用いて測定を実施し、FWD試験の結果と比較したところ、車両の振動と思われるノイズ成分により、測定結果に大きな差異が生じた。そこで、レーザー変位計の測定値に対しスペクトル解析を行った。図-5に解析結果を示す。図中のD1, D4, D7はセンサーの番号である。2~3Hz付近の成分が卓越しており、この部分が車体の振動成分であると考えられる。舗装のたわみに比べ車体の振動は非

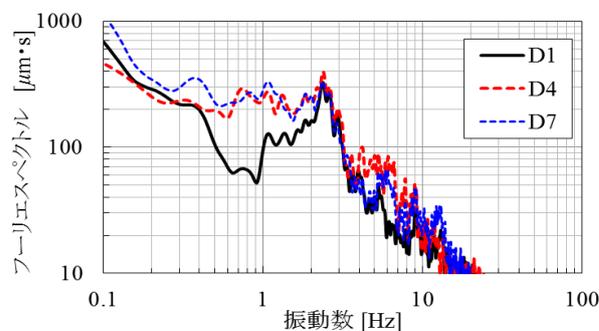


図-5 測定値のスペクトル解析結果

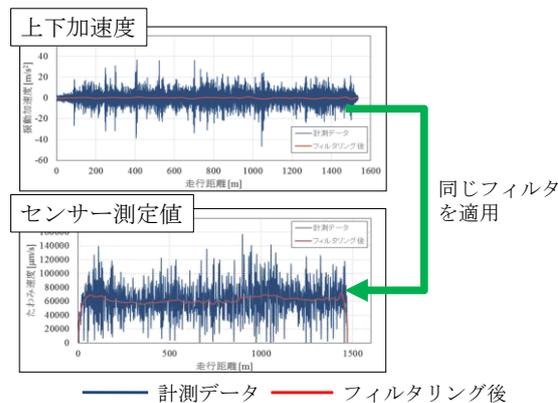


図-6 ウェーブレット解析によるノイズ除去

常に大きいため、たわみを正確に求めるにはこの振動成分を取り除く必要がある。

はじめに、センサーの架台にインシュレータやゲルマットを用いたハード的振動対策を施したが、かえって様々な振動成分が増大するという結果となった。そこで、センサーの架台は車両に剛結させることで車体とセンサーの振動を一致させ、振動成分は離散ウェーブレット解析によるソフト的振動対策により除去することとした。離散ウェーブレット解析は時系列周波数解析の手法の1つで、ウェーブレットと呼ばれる短い波の集合体としてデータを解析する。図-6にノイズ除去のイメージを示す。上下方向の加速度がフラットになるようにフィルタを設定し、センサーの測定値に対して設定したフィルタを適用することで車両の振動成分を概ね取り除くことができると考えた。

土木研究所構内における測定結果に対し、離散ウェーブレット解析による振動の除去を行い、たわみを算出した結果を図-7に示す。MWDたわみ量はFWDのたわみ

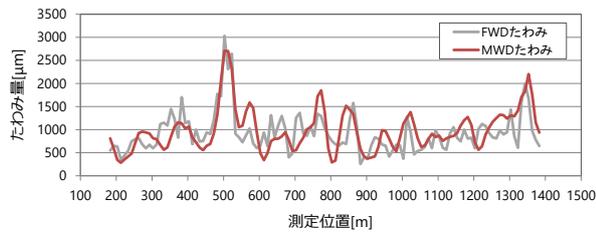


図-7 土木研究所構内道路での測定結果 (1号機)



図-8 実道を走行可能な試作機 (2号機)
(左: 車両外観, 右: 車両内部)

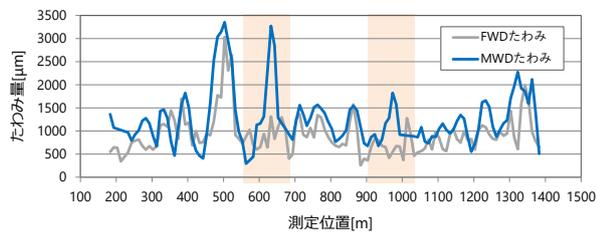


図-9 土木研究所構内道路での測定結果 (2号機)

量と概ね一致し、離散ウェーブレット変換によって車両振動成分を除去できていることが確認された。

(4) 実道を走行可能な試作機の製作

ここまで使用した促進載荷試験用の荷重車は、実道を走行することができない。MWDを実用化するためにあたっては、実道を走行可能な装置の開発および検証が不可欠であるため、図-8に示すような、8tの中型車にセンサ類を移設し、新たな試作機(2号機)を製作した。

図-9に2号機を用いて同様に構内道路を測定した結果を示す。図-7の1号機による測定結果と比較すると、FWDによるたわみ量が小さい箇所でも過大なたわみ量を評価する区間があり、全体的に測定精度が低下していることが分かった。従って、MWDの実用化にあたっては、この測定精度の改善手法について検討する必要がある。

3. 実用化に向けた検討

(1) 課題の整理

2号機の測定精度が1号機よりも低くなった原因としては、概ね以下のような事項が考えられる。

a) 車両の振動によるセンサ測定値の飛び

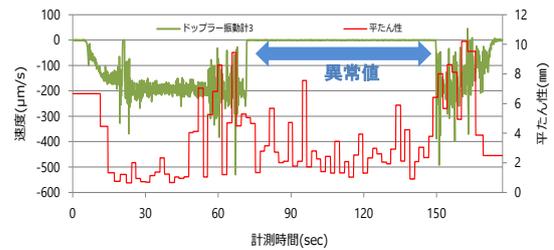


図-10 車両振動による測定値の飛び

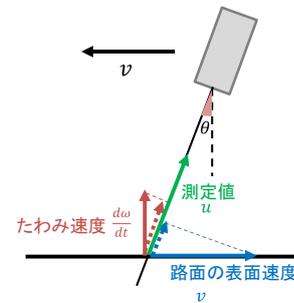


図-11 センサの角度とたわみ速度の関係

測定に使用した2号機は、サスペンションにリーフスプリング(板バネ)を使用しており、走行中の振動が非常に大きい。図-10に示すように、路面の凹凸(平坦性)が大きい箇所でも車両が振動した際、測定値がセンサの許容レンジを越えてしまうと、測定値が飛んでしまう。また、現在使用しているドップラー振動計は、測定値に対して遅い変化を捉えるよう特殊な処理が行われており、一度値が飛んでしまうと数十秒間復帰しない。この飛びを残した状態でたわみを算出すると、当然測定したいたわみとは大きくかけ離れた値となってしまう。

b) 走行中の車両の姿勢変化

ドップラー振動計の受信部は、厳密には真下を向いているわけではなく、垂直方向に対して $2\sim 3^\circ$ 程度の角度をつけた状態で取り付けられている。従って、図-11に示すように、測定した値には車両の速度成分が含まれており、以下の式(2)に従い、センサの測定値 u から車両の速度成分 $v\sin\theta$ を取り除く必要がある。

$$\frac{dw}{dt} \approx u - v\sin\theta \quad (2)$$

現在は、走行中のセンサの角度は一定であるという仮定のもと、測定前に θ を求め速度成分を除去しているが、当然車両は走行中に姿勢が変化するため、 θ は一定でない。そのため、特に姿勢の変化が大きくなる箇所については特に誤差が大きくなると考えられる。

(2) 課題解決に向けた取り組み

以上で説明した課題に対して、土木研究所では2016年4月より民間企業数社と共同研究を実施し、実用化に向

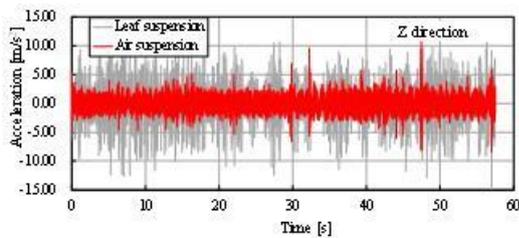


図-12 板バネとエアサスペンションによる上下加速度の比較

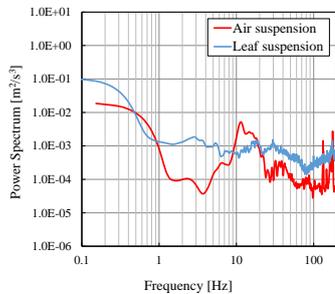


図-13 上下加速度のスペクトル解析結果の比較

けた検討を進めている。本節ではその成果の一部について紹介する。

a) サスペンションの種類を検討

センサの飛びを抑えるためには、センサ自体を改良するか、振動の少ない車両を使用する方法が効果的であると考えられる。そこで、2号機と同型でサスペンションの異なる（エアサスペンションを使用した）車両を使用し研究所の構内道路を走行し、上下方向加速度について2号機と比較を行った。

図-12および図-13に、時速40km/hで走行し車両の上下方向の加速度およびそのスペクトル解析結果を比較した結果を示す。上下方向の振動については、エアサスペンションを用いることで、板バネを使用時に生じていた高周波の大きな加速度が低減されることが分かる。続いてスペクトル解析結果を見ると、1~10Hz付近の周波数の振動が低減されていることも確認でき、離散ウェーブレット解析によるノイズ除去を行う上でも優位であることが推察される。

b) レーザー変位計による車両姿勢の測定

ドップラー振動計の動的な角度変化を計測するためには、走行中の車両の姿勢を計測する必要がある。計測手法としては、ジャイロセンサを使用する方法が一般的であるが、非常に高価であるため、将来的な実務での適用を考えると費用面での課題がある。そこで、レーザー変位計を用いて簡易に車両の姿勢を測定する方法について、検討を実施した。

図-14にレーザー変位計を用いた車両の姿勢計測方法を示す。2つのレーザー変位計による地面との距離を h_1 、 h_2 、センサー間の距離を L とすると、車両の地面に対する角度 θ は以下の式(3)で求めることができる。

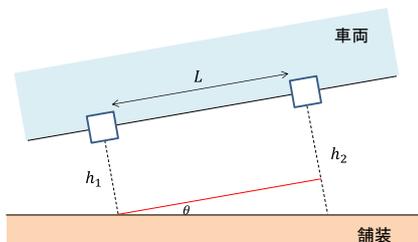


図-14 レーザー変位計による車両の姿勢測定

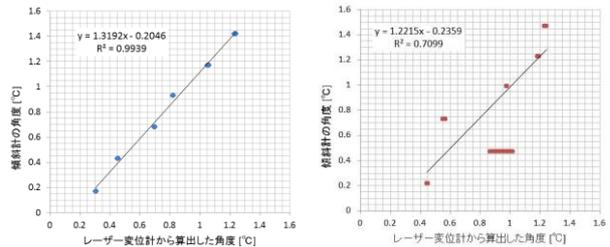


図-15 レーザー変位計による角度と実際の角度の比較
(左：密粒度舗装，右：ポーラス舗装)

$$\theta = \arctan\left(\frac{h_2 - h_1}{L}\right) \quad (3)$$

検討においては、一般的なアスファルト舗装である密粒度舗装と空隙の多いポーラス舗装の2種類の路面上で、静止させた車両の後軸をジャッキアップさせて角度変化させながら測定を行い、傾斜計との値の比較を行った。

図-15に測定結果を示す。密粒度舗装では、レーザー変位計によって測定した角度と実際の角度に極めて高い相関性が見られた。一方で、ポーラス舗装では測定値にばらつきが見られ、車両の姿勢を推定することは困難であることが分かった。この原因としては、ポーラス舗装は空隙が多く、路面の凹凸が大きいことが考えられ、今後、変位計の個数を増やすなど、さらに検討を進める予定である。

4. おわりに

本稿では、土木研究所で開発し実用化を検討中の移動式たわみ測定装置について、開発経緯、FWDとの比較による精度の検証および課題の整理、さらに実施中の検討について紹介した。

今後も引き続き実用化に向けた検討を行い、舗装の効率的な健全度把握を可能に技術の普及を目指す予定である。

参考文献

- 1) 加納孝志, 岩永真和, 大場拓也, 移動式たわみ測定装置について -舗装のたわみ測定装置の変遷-, アスファルト, Vol. 51, No. 224, pp. 43-54, 2008.

走行型トンネル点検車両を用いたトンネル点検業務の効率化について

松本 章¹・小曾根 晃¹・小坂 理緒¹

¹東北地方整備局 福島河川国道事務所 工務第二課 (〒960-8584 福島県福島市黒岩字榎平36番地)

道路整備の発展と技術の進歩により、わが国のトンネルは1960年以降急激な伸びで建設された。そのため、建設後50年を超えたトンネルが増大し、劣化の進んだトンネルが増えている。一方で、新設のトンネルも増え、点検回数が増えているのは周知の事実である。また、現在のトンネル点検方法である近接目視点検は、時間がかかることや、覆工背面は目視で点検できないなどの課題がある。今回、前述の課題に対応するため近接目視点検を補完する技術として、走行型計測を用いた点検を行い、実用性の検証結果の報告と今後のトンネル点検業務の効率化について述べる。

キーワード トンネル点検, 維持管理, 老朽化, 新技術

1. はじめに

わが国のトンネルは、道路整備の発展とトンネル技術の進歩とともに、1960年（S35年）以降急激な伸びで建設されており、2013年4月時点のトンネル個数は約10,200、総延長4,100kmに達している（注1）。供用開始年代別のトンネル個数でみると、1985年（S60年）以前に建設され、供用後30年以上経過したトンネルが約57%（約5,800箇所）に及んでいる（同）。

H25年12月の笹子トンネル事故にみられるように、トンネル部材の経年劣化が問題となっており、今後、建設後50年を経過したトンネルが増大していくなかで、劣化の進んだトンネル（Ⅲ判定のあるトンネル）が増え、点検頻度が増大することが必至である。

Ⅲ判定が増えることは早期に対策を必要とするトンネルが増えることであり、その対策工を実施しても、Ⅲ判定の予備群であるⅡa判定が多く存在することから、点検の効率化と計画的な対策工の実施を進める必要がある。一方、新設の長大トンネルも増える傾向にあり、点検の初期値を正確にかつ迅速に記録する必要がある。したがって、老朽化の進んだトンネル群の変状の進行を的確に計測できる点検方法と新設トンネルの初回点検を精度よく、効率的に実施することが重要である。

2. 点検の効率化

(1) 走行型計測によるトンネル点検方法

走行型計測は、MISカメラとレーザー測量器、および電磁波探査器を搭載した車両によって、トンネル内を走行し「トンネル覆工表面画像」「トンネル断面測量」「覆工巻厚・背面空洞」を同時に計測するシステムである。断面測量データは、人工衛星のGPSとリンクしており、測量座標は3次元座標値としてデータ化され、複数回の計測値の比較によって、断面変形の進行性やひび割れの進展等を評価することができる。また、壁面画像から視覚的なデータとして、ひび割れ、目地部の剥離、漏水、照明設備や導水工の破損等を検知することができる。この計測車両システムは、時速70km/hの走行速度で、一般車両と供用車道内で計測を実施できるため、交通規制を必要としない。このことから一般車両交通への影響を回避でき、かつ近接目視点検では得られない「ひび割れの詳細かつ面的な情報」「トンネル断面の変形モードの取得」「覆工厚さ、空洞の有無」を短時間に計測できることから点検の効率化に大きく寄与できる。

図1,2,3に走行型計測車両の機器を示す。



図-1 計測車両の側面部

(2) 計測できる取得データ

a) 壁面画像データ

20台搭載したMISカメラによって、覆工面の画像を撮影し、つなぎ合わせることで壁面展開画像を作成する。

撮影画像は、0.2mm～0.3mm以上のひび割れを検出でき、近接目視によって得られたひび割れ幅情報と合わせて変状展開図を作成する。近接目視点検時のひび割れの撮影、スケッチ時間を大幅に縮小することができる。



図-2 後面の計測機器

b) トンネル断面計測

毎秒100万点照射するレーザー測距器によって、トンネル断面を点群データとして測量し、トンネル断面形状を把握する。これによってトンネル断面の変形モードを把握し、ひび割れ位置と合わせて比較検討することによって、ひび割れの発生原因が地圧（水圧）作用の外力性であるかどうかを評価することができる。

時間を経て複数回の断面測量を行う場合は、計測断面そのものの差分を算出し、変位の進行があるかどうかを検討できるが、1回の計測においてはトンネル全線の平均断面と対象スパンの断面を比較することで、天端沈下傾向があるか、側壁の押し出し傾向があるか等を検討し、かつひび割れの有無、ひび割れの性状（開口か、圧ざか）を判定し、外力性かどうかを判定する。

c) 覆工厚さ・覆工背面空洞探査

搭載した電磁波探査器を用いて、走行しながら非接触により覆工厚さおよび覆工背面空洞の有無を探査する。現況では覆工面から45cmの深さ方向の波形解析が有効でありNATMの覆工厚さ30cmの有無、突発性崩壊の危険性を判断する30cm以下の覆工厚さの有無を有効に判定できる。



図-3 計測機器図

3. 計測結果

今回の計測で 大笹生トンネル、および栗子トンネルの計測を行った。栗子トンネルの計測結果を以下に示す。新設トンネルであるため覆工面は極めて健全であるが、天端の縦断方向に0.3mm以下のひび割れがある箇所や、坑口部の天端に縦断方向の複数の密集した微細なひび割れが計測できた。

(1) 栗子トンネル

栗子トンネルは、天端ひび割れはあるが、福島側に少なく、山形側に多い傾向がある。図4に覆工のひび割れ分布状況を示す。

天端のひび割れは「0.3mm未満の微細なひび割れ」であり（図-6 Y241スパン）、1mm程度のひび割れは注入補修が実施されている（Y241灰色のひび割れ跡）。ひび割れのある箇所は「火山礫凝灰岩～流紋岩」区間であり、特にひび割れ密度の多い箇所は「火山礫凝灰岩と流紋岩

の地層堺」のようである。しかし、ひび割れが多く分布するその区間の断面計測結果からは、天端沈下変形のような外力性変形モードはない（図-5）。

図-6にY241スパンの画像展開図を示す。微細なひび割れと亀甲状のひび割れが混在するが、変形モードがないこと（赤色破線部にひび割れ分布と呼応する変形モードがない）、0.3mm未満であることから構造上の問題となる可能性は低いと判断する。覆工点検の初期値として覆工面のひび割れ分布範囲、亀甲状のひび割れの存在とその範囲を面的に記録することが重要であり、今後の点検時にその進展の有無を把握することが望まれる。

(2) 覆工厚さ・背面空洞調査（非接触電磁波探査）

覆工厚さ、覆工背面空洞調査として、栗子トンネル天端1測線、大笹生トンネル天端1測線、アーチ・SL4測線の非接触電磁波探査を行った。図-7に栗子トンネルの計測結果（一部）を示す。その結果、覆工厚さ30cmは確保されており、大きな空洞（10cmを超えるもの）はほとんどないとわかった。空洞が懸念される箇所は、現況

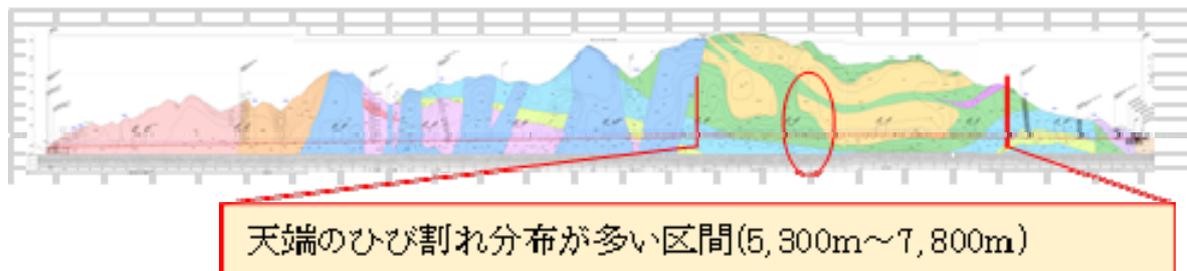


図-4 栗子トンネルの天端ひび割れ分布状況

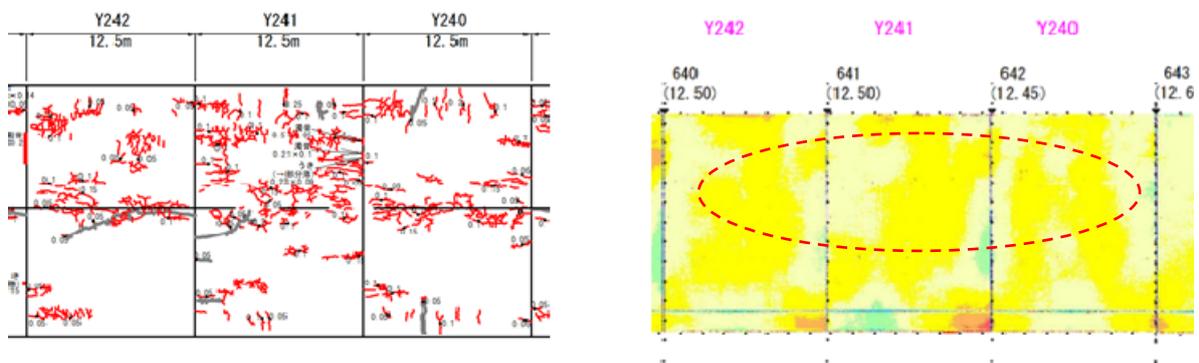


図-5 栗子トンネルの天端ひび割れとコンター図

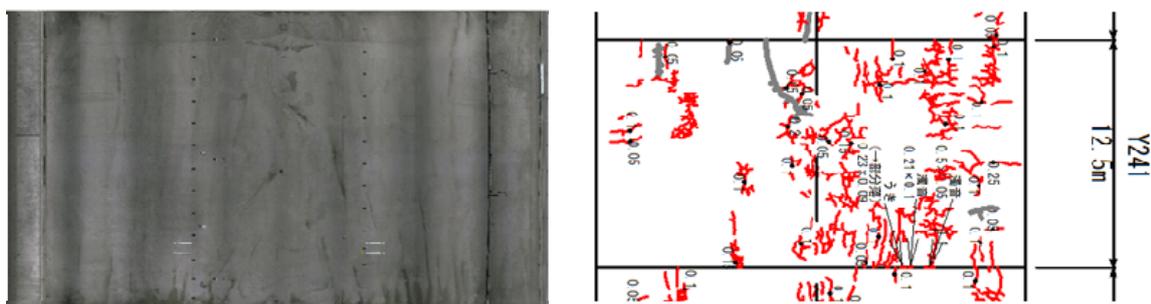


図-6 栗子トンネル (Y241) の天端ひび割れ画像と展開図

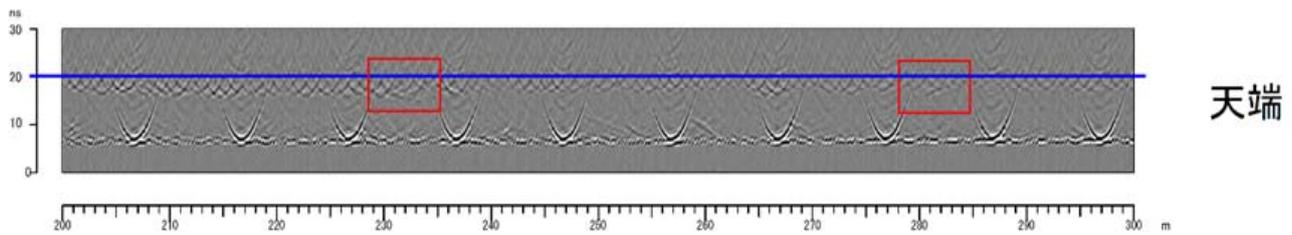


図-7 栗子トンネル 天端1測線の非接触電磁波探査結果

において天端反力不足が原因となる「上に凸の変形モード」はなく、かつ「圧ぎひび割れ」もないことから空洞が覆工構造上の弱点となっていないことがわかった。今後、空洞が懸念された箇所を「接触型電磁波探査」にて、詳細調査を行うことが望まれる。

(3) 定期点検の効率化

近接目視・打音点検（定期点検）と並行して、走行型計測による画像計測、断面計測、および非接触電磁波探査を行うことにより、以下の点が効率化できた。

- ・近接目視点検時の覆工面全体のひび割れを見落としなく確認すること
- ・スパン全体の展開図スケッチ時間の大幅な削減
- ・展開図の精度向上
- ・断面変形の有無の把握（外力性変状の有無の判断）
- ・点検員の班編成の縮減（7人/班 → 5人/班）
- ・点検所要時間（約500m/日 → 約1,000m/日）

現地での点検時間、人員の縮減は図れているが、一方で、走行計測データの解析、画像解析と貼り合せ等、計測後の室内処理作業に2週間ほどかかり、その分の人件費が発生する。この解析処理、画像作成処理は、今後さらに効率化が必要な項目である。

4. まとめ

本業務において新設長大トンネル（栗子トンネル L=8,972m、大笹生トンネル L=2,090m）の走行型計測点検を実施した。その結果、変状の種類としては天端にひび

割れがあり、微細な（0.3mm未満）の亀甲状のひび割れ分布も確認された。しかし、ひび割れは断面計測の結果から、外力性のひび割れではなく構造上の問題はないと判断できた。また、初期点検として必要である見落としがなく、高精度の展開図作成ができ、展開画像と合わせて、次回点検の比較となる点検記録を作成できた。これらのデータは、GPSと連携し3次元座標を有していることから今後中長期の変形、変状について定量的に変位進展を把握できる基礎データとして極めて重要であると判断する。

今後、東北中央自動車道の完成に伴い、新設長大トンネル群の初回点検が必要となることから、本走行型計測が近接目視打音定期点検の補完技術として実用化することが期待できる。

供用後のトンネル群においても、交通規制なしで計測できることから点検の効率化として実用化することを期待する。

参考文献

- 1) 日本道路協会：平成27年6月道路トンネル維持管理便覧 本工編，2015.6
- 2) 国土交通省道路局：道路メンテナンス年報，2016.9.
- 3) 国土交通省 道路局 国道・防災課：道路トンネル定期点検要領，2015.6
- 4) パシフィックコンサルタンツ：事業紹介 走行型によるトンネル調査 MIMM-R

トンネルLED照明の適正な清掃頻度の検討

日高 英治

本州四国連絡高速道路（株） 神戸管理センター 電気通信課
(〒655-0852兵庫県神戸市垂水区名谷町549)

舞子トンネルの照明設備更新により、これまでの既存ランプ照明より長寿命化が図られた。ランプの交換作業に相当するLEDユニット等の交換作業が約10年に1回となり、保全業務の効率化が期待される。従来の照明では、ランプ交換作業と同時に灯具清掃を実施することで、灯具ガラス面に付着した煤塵等による器具光束の減衰防止を図ってきた。更新後はランプ交換が不要でも灯具の汚損環境に変わりはないため、これまでと同様に定期的な清掃作業が必要となる。しかし、LED照明の清掃頻度について明確に定めた基準等が無いため、本稿ではトンネル内灯具の汚損状況の調査と、促進試験による清掃頻度の検討について報告を行うものである。

キーワード トンネル照明、灯具汚損、清掃頻度

1. まえがき

本州四国連絡高速道路株式会社が管理する舞子トンネルは、一般国道28号（E28 神戸淡路鳴門自動車道）の本州側に位置し、明石海峡大橋の直近に接続する延長約3,500mでトンネル防災等級AAのトンネルである。舞子トンネルの照明設備は、2015年度に高圧ナトリウム灯からLED照明に更新した。昨今の技術革新によりLED照明の効率及び、寿命が飛躍的に向上したことにより、灯具数量は約45%の削減、定格寿命は約3.75倍に延びた。

（表-1参照）

更新前まで使用していた高圧ナトリウム灯の定格寿命は24,000時間のため、概ね3年に1回のランプ交換を必要としていたが、LED照明に更新後はその頻度が長周期化するため、維持管理費及び交通規制回数の低減も期待される場所である。しかし、ランプ交換とあわせて実施していた照明灯具清掃は低減されることから、これまでとは違って灯具清掃のみを行う必要があるが、清掃頻度について定められた基準は無く、基準を策定することが課題となった。

表-1 舞子トンネル照明設備概要

種別	(従来) 高圧ナトリウム灯	(更新後) LED照明	比率
灯具数量	1,406灯	780灯	45%削減
定格寿命	24,000hr	90,000hr	3.75倍

2. 清掃頻度の検討

トンネル内路面輝度の低下要因として、以下のことが考えられる。

- 1)光源光束の低下
- 2)灯具ガラス面の汚損による光束の低下
- 3)トンネル壁面及び路面の汚損による反射輝度の低下

1)については、LED照明の光源自体の劣化であり、要因が設備によるものである。

2)及び3)については、煤塵等による灯具表面の汚れ、又はトンネル壁面等の汚れであり、要因が環境によるものである。

1)については設備の寿命によるもので、時間管理により寿命到達期において交換することで光束低下を予知することが可能である。

また、3)トンネル壁面については2年に1回、路面についても定期的な清掃が実施されていることから、一定のトンネル内視環境が保たれていると考えられる。

しかし、2)灯具ガラス面の汚損については、ランプ交換にあわせて清掃を実施していたため、LED照明による長寿命化によりその頻度が減少することから、適正な清掃頻度を検討する必要がある。

3. 灯具汚損状況の把握

灯具の汚損は、トンネル内全体で発生しているものと思われるが、その度合いは一律的に汚損しているのか否か、あるいはどれくらいの差が生じているかは把握できていなかった。舞子トンネルの照明設備は、更新後既に1年程度運用していることから、灯具ガラス面への付着物による灯具の汚損状況と、路面輝度低下の要因となるLED照明の光束低下の因果関係について確認を行った。また、灯具の汚損状況より、著しく汚損している箇所のガラスを予備ガラスと交換し、光束低下状況を測定することとした。

汚損状況の確認は以下の手法により実施した。

- ①トンネル延長上で汚れの分布を把握するため50m間隔の走行車線側で灯具の汚損状況を確認
- ②確認は、LED照明具の外面（上面）に対して実施
- ③ビニールテープに煤塵等を付着させ、汚損度を視覚的に判断（写真-1～3参照）

現地で採取したビニールテープをトンネル略図に追記したところ、同時期に設置したLED照明灯具でもトンネル出口に近づくにつれ、煤塵の付着量が多いことが判明した。（図-1参照）

舞子トンネルは、図-2に示す縦断勾配があり、出口付近は上り勾配のため煤塵が発生しやすい傾向にある。また、舞子トンネルに設置されている換気設備は、周辺住民への環境対策として、坑口からトンネル内空気を排出しないよう設置されている。

下り線においては、非常駐車帯4近辺に設置された換気設備でトンネル内の換気が行われているため、出口側に向かう空気流と換気によるトンネル内への引き込む空気流が相殺され、トンネル内空気の流れが緩やかになり、出口側の灯具ガラス面に煤塵が付着しやすい環境にあると考えられる。

また、上り線も、出口側に換気設備があるため、出口側の灯具ガラス面に煤塵が付着しやすい結果であった。

今回の調査では、汚損が著しい箇所を主体にガラス板を採取することとし、図-1に示す20箇所をガラス交換箇所として選定した。また、その採取箇所を図-1に記載したとおり、「入口部」、「中間部」、「出口部」に区分した。



写真-1 確認箇所



写真-2 調査状況



写真-3 調査結果

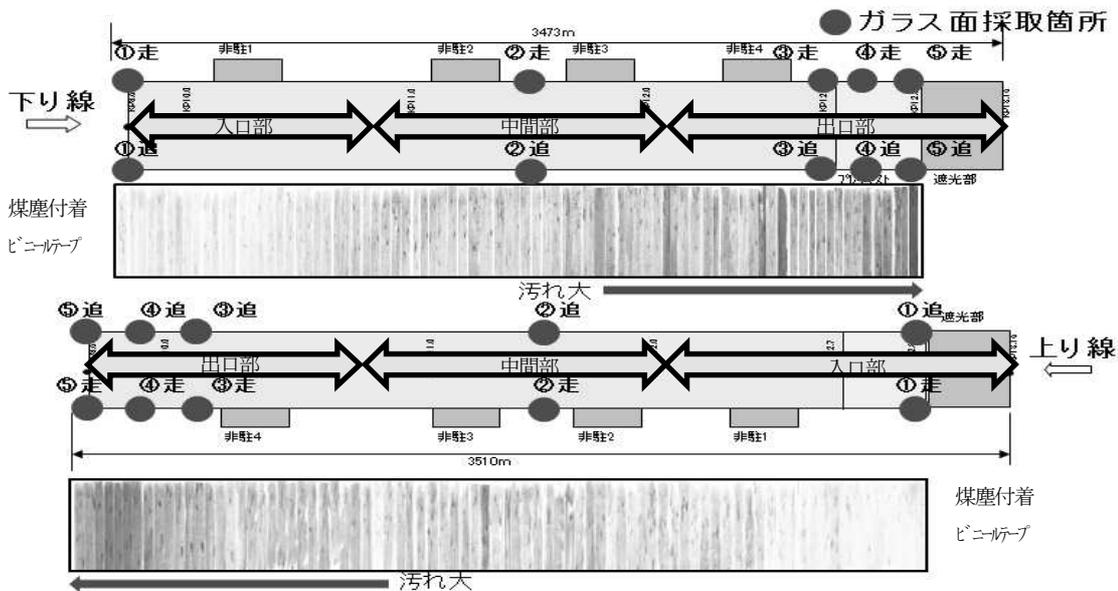


図-1 汚損分布調査結果

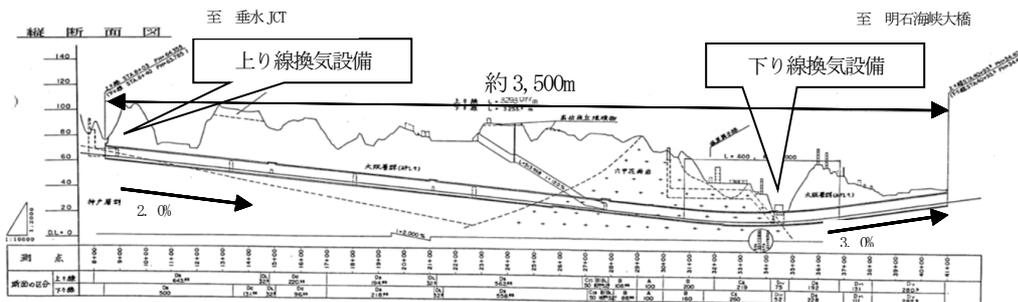


図-2 舞子トンネル縦断面図

4. 光透過率試験

調査で得た合計20箇所のガラスを新しいガラスと交換し、照明メーカの工場へ持ち帰り、ガラス面の汚損度を数値的に表すため、光透過率試験を行った。新しいガラスと今回採取したガラスで、同一光源での光束を測定し以下の式より光減衰率を算出する。

$$\text{光減衰率} = 1 - (\text{1年後のガラス光束値} \div \text{新ガラス光束値})$$

なお、本試験は、現地でも測定可能であるが、走行車両の前照灯や隣接する照明の干渉が考えられることから工場内での配光試験環境で試験を行った。(図-3参照)

試験結果は表-2に示すとおり、トンネル出口に近づくにつれて煤塵付着量が多いことから、光減衰率も同じ傾向にあり、下り線では最大13.0%、上り線では最大27.4%の光減衰が更新後1年のトンネル内で発生していることが判明した。



図-3 光透過率試験イメージ

(左：新ガラス時 右：採取ガラス時)

表-2 光透過率試験結果

下り線走行	入口部	中間部	出口部		
	①走	②走	③走	④走	⑤走
光束値(lm)	12,420	12,305	12,318	11,223	11,795
光減衰率(%)	3.75	4.64	4.54	13.0	8.5
下り線追越	入口部	中間部	出口部		
	①追	②追	③追	④追	⑤追
光束値(lm)	12,250	12,306	12,188	11,526	11,877
光減衰率(%)	5.07	4.63	5.55	10.7	7.96
上り線走行	入口部	中間部	出口部		
	①走	②走	③走	④走	⑤走
光束値(lm)	12,044	10,477	9,363	9,555	12,286
光減衰率(%)	6.66	18.8	27.4	26.0	4.79
上り線追越	入口部	中間部	出口部		
	①追	②追	③追	④追	⑤追
光束値(lm)	11,515	10,664	10,457	9,375	12,102
光減衰率(%)	10.8	17.4	19.0	27.4	6.22

注) 新品ガラスによる光束値=12,904lm

5. 付着成分の解析

今回採取したガラス面に付着した煤塵量を1年間に蓄積した量として考え、同種同量の付着物を灯具ガラス面に付着させ、数年後の付着量を再現させることとした。

しかし、灯具ガラス面に付着した煤塵量は微量であるため、トンネル壁面に付着している煤塵を採取し、成分解析を行った。成分解析の結果は、表-3に示すとおり、煤塵成分の他、塩分も検出されていることから、トンネル内構造物の腐食を早める結果であることがわかった。

6. 煤塵付着促進試験

煤塵付着促進試験においては、煤塵付着物成分解析によって得られたデータを基に煤塵と同じ化合物を生成し、灯具ガラス面に付着させる促進試験を実施した。

舞子トンネルの入口部、中間部、出口部の各地点ごとに煤塵等の付着量に違いがあり、光減衰率が異なることから、促進試験には粒子付着試験装置を使用することとした。本装置は、一定圧力で粒子を吐出し、媒体に付着させることができるため、別途生成した煤塵を連続的に

表-3 成分解析結果

元素	構成比 (%)
C(炭素)	46.7
O(酸素)	32.7
Na(ナトリウム)	3.1
Mg(マグネシウム)	0.6
Al(アルミニウム)	1.4
Si(ケイ素)	5.6
S(硫黄)	2.0
Cl(塩素)	2.8
K(カリウム)	0.6
Ca(カルシウム)	1.4
Ti(チタン)	0.2
Fe(鉄)	2.2
Zn(亜鉛)	0.7
合計	100

一定量吹き付け、供試体ガラスに付着させることで舞子トンネルの灯具汚損を再現し、経過時間ごとの光透過率推移を確認した。

粒子付着試験装置を用いた試験条件を以下に示す。

- ①使用する化合物は、成分解析結果より得た粒子を用いる。
- ②実際の灯具ガラスは粒子付着試験装置内に収まらないため、同材質の供試体ガラスを使用する。
- ③付着させる吹き付け濃度を段階的に変化させる。(吐出圧力の調整)
- ④地点ごとの煤塵量の違いを考慮し、吐出圧力(粒子濃度)は、0.01MPa, 0.02MPa, 0.03MPaの3段階とし、一定時間経過後の光減衰率を測定する。
- ⑤経過時間は、10分, 20分, 30分, 60分, 90分, 150分の6段階で実施する。
- ⑥現地にて採取した更新1年後の灯具ガラス光減衰率と、促進試験で得られる供試体ガラス光減衰率を比較し、どの吐出圧力でどれくらいの時間経過が現地環境に近似するかを確認する。
- ⑦試験に用いる供試体ガラスは実験精度を向上させるため、2枚に付着させて実施し、その平均値を採用する。

上記試験の結果と近似曲線を示す。

(表-4、図-4参照)

表-4 促進試験結果

試験項目	試験時間(分)						
	0	10	20	30	60	90	150
0.01 MPa	0.0%	9.0%	16.0%	21.0%	28.1%	29.2%	39.4%
0.02 MPa	0.0%	17.9%	22.3%	30.1%	39.6%	43.4%	47.4%
0.03 MPa	0.0%	40.1%	52.6%	56.9%	61.3%	63.7%	62.7%

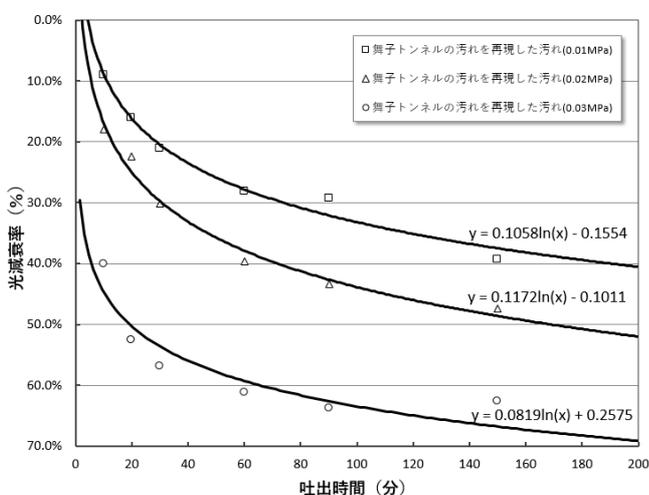


図-4 近似曲線

7. 現地平均路面輝度の確認

トンネル照明は平均路面輝度により管理を行う。舞子トンネルの平均路面輝度は、更新後の2016年2月に測定しており、1年後となる2017年2月に再測定した。測定結果を表-5に示す。

◆下り線の基本照明で約23%の平均路面輝度の低下が判明した。

◆上り線の基本照明においても約28%の平均路面輝度の低下が確認された。

いずれも基準値は満足している状況であるが、減衰していることが確認できた。

8. 清掃頻度の検討

トンネル照明設備は設計時において、時間の経過とともに減衰する光束や、照明器具の汚れ等による基準輝度の低下要因を考慮し、補正係数を用いることで必要な照度より高いレベルで照明設計を行っている。この補正係数は、「LED道路・トンネル照明導入ガイドライン(案)」に制定される保守率として適用し照明設計を行っているが、7項で述べたようにトンネル照明は平均路面輝度値を基準として管理を行うことから、表-5に示す測定結果より清掃頻度を検討することとした。

舞子トンネルに採用したLED照明器具は、初期照度補正機能を有しており、定格電流よりも低い電流値で点灯することで、定格光束値の80%に調光し点灯している。表-5に示す測定結果も、本機能が有効な状態での測定値であることから、1年後の測定値は、灯具ガラス面の汚損による減衰と考えてよいため、基準輝度を下回るまでの許容値を維持率とし、清掃頻度の検討を行う。

ここで、「維持率=基準輝度/初期の測定輝度」とし、上下線の維持率を算出する。

$$\text{舞子トンネル下り線維持率} = 4.5 / 7.5 = 0.6$$

$$\text{舞子トンネル上り線維持率} = 4.5 / 6.9 = 0.65$$

よって、灯具ガラス面の汚損による光減衰が、上述の維持率に到達した時点を清掃が必要となる時期と考えた。なお、清掃の最短周期を求めることで安全面に傾くことから、維持率は上下線とも0.65とする。(低下率を35%とする。)

表-5 平均路面輝度測定結果

点灯モード	基準値輝度	測定値		減衰率
		2016年2月	2017年2月	
基本照明 下り線	4.5cd/m ²	7.5cd/m ²	5.8cd/m ²	23%
基本照明 上り線		6.9cd/m ²	5.0cd/m ²	28%

ここに4項で述べた舞子トンネル現地より採取した灯具ガラスの光透過率試験結果を箇所別に表-6に示す。

舞子トンネル内では、各箇所により汚損状況が異なるため、促進試験による光減衰率がどの吐出圧力と最も近似するか評価を行った。図-4近似曲線より代表的な吐出時間を抽出し、表-6箇所別実測結果との照合を行ったところ、吐出時間7分時点による光減衰率が実測結果と最も近似していたことから、促進試験による吐出時間7分が舞子トンネル実環境下での1年に相当することと仮定する。(表-7参照)

吐出圧力0.01MPaは①下り線入口部及び②中間部、0.02MPaでは③下り線出口部及び、④上り線入口部が近似している。しかし、⑤上り線中間部は、誤差率が1.5 (18.8/12.7) となり乖離が大きく、同様に0.03MPaでは⑥上り線出口部で誤差率0.66 (27.4/41.7) であることから、補正を行うことで、おおむね近似しているものとして扱う。(図-5参照)

表-6 箇所別実測結果 (表-2より抜粋)

設置場所	入口部	中間部	出口部
光減衰率 (下り線)	5.07%	4.64%	13.0%
光減衰率 (上り線)	10.8%	18.8%	27.4%

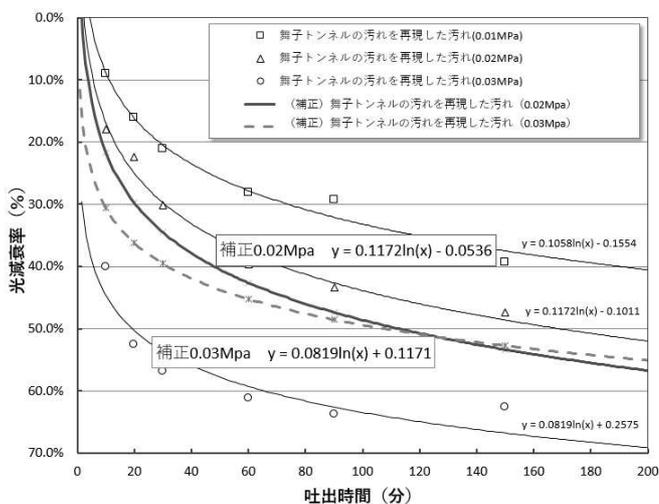


図-5 近似曲線 (補正值考慮)

表-7 照合結果

試験項目	0.01MPa y = 0.1058ln(x) - 0.1554 0.02MPa y = 0.1172ln(x) - 0.1011 0.03MPa y = 0.0819ln(x) + 0.2575								
	吐出時間 5分時点			吐出時間 7分時点			吐出時間 10分時点		
	0.01MPa	0.02MPa	0.03MPa	0.01MPa	0.02MPa	0.03MPa	0.01MPa	0.02MPa	0.03MPa
促進試験による 供試体ガラス 光減衰率	1.4%	8.8%	38.9%	5.1%	12.7%	41.7%	8.8%	16.9%	44.6%
①下り線入口部	5.07%			5.07%			5.07%		
② 中間部	4.64%			4.64%			4.64%		
③ 出口部		13.0%			13.0%			13.0%	
④上り線入口部		10.8%			10.8%			10.8%	
⑤ 中間部		18.8%			<u>18.8%</u>			18.8%	
⑥ 出口部			27.4%			<u>27.4%</u>			27.4%
①~⑥欄 平均	4.9%	14.2%	27.4%	4.9%	14.2%	27.4%	4.9%	14.2%	27.4%
誤差率	3.5	1.6	0.7	0.96	1.1	0.66	0.6	0.8	0.6
誤差率平均	1.9			0.9			0.7		
結果	ばらつきが大きい			最も近似している			ばらつきが大きい		

これより、吐出時間7分を1年間の汚損として換算し維持率0.65より、低下率が35%に到達する年数を予測する。(表-8参照)

以上より、舞子トンネルにおける清掃は表-9に示す頻度で行う必要がある。

吐出圧力0.01MPaに該当する舞子トンネル下り線入口部、及び中間部の予測では、16年ごとの清掃頻度となるが、LEDユニット等の寿命が約10年であることから、10年で清掃を行うこととした。

なお、今回算出した清掃頻度(案)の精度確認を行うため、壁面清掃や交通量との光衰率の相関についても調査し、引き続き検証していく予定である。

9. まとめ

今回の検討により舞子トンネル内では、上下線の入口部、中間部、出口部ごとに灯具ガラス面の汚損状況に違いがあり、どの程度の汚れで光減衰による平均路面輝度が低下しているかがわかった。

表-8 予測年数

種別	7分 (1年)	14分 (2年)	21分 (4年)	42分 (6年)	112分 (16年)	予測 年数
0.01MPa	5.1%	12.4%	19.7%	24.0%	34.4%	16年
0.02MPa	12.7%	20.8%	28.9%	33.7%	45.2%	6年
0.02MPa (補正)	17.4%	25.6%	33.7%	38.5%	49.9%	3年
0.03MPa (補正)	27.6%	33.3%	39.0%	42.3%	50.4%	2年

今後、トンネル照明がLED照明に更新される予定であることから、今回得られた結果を基に、当社が管理する他のトンネルにおいても同様に適正な清掃頻度を検討するとともに、精度向上のため今後も実測データを検証し、基準化を目指したい。

また、灯具ガラス面の汚損軽減を目的とした「防汚コーティング」の適用試験も実施し、清掃頻度の長周期化も検討していく予定である。

LED照明はこれまでのランプ照明より寿命が長いが故に、灯具にアプローチする機会がこれまでの運用より減少することから、構造物点検とあわせて実施することを含め、作業の効率化を図り、各箇所に応じた清掃作業を実施すべく適切な維持管理に努めていきたい。

表-9 清掃頻度(案)

場所	吐出圧力	清掃周期 (予測)	考察	対象数量
下り線 入口部	0.01MPa	16年	10~16年ごとに 清掃実施	162灯
下り線 中間部	0.01MPa	16年	10~16年ごとに 清掃実施	83灯
下り線 出口部	0.02MPa	6年	6~7年ごとに 清掃実施	151灯
上り線 入口部	0.02MPa	6年	6~7年ごとに 清掃実施	160灯
上り線 中間部	0.02MPa (補正)	4年	4~5年ごとに 清掃実施	82灯
上り線 出口部	0.03MPa (補正)	2年	2~3年ごとに 清掃実施	142灯

北の峰トンネルにおけるウォータータイト区間を含めた施工状況報告

—トンネル周辺の地下水位回復に向けて—

古市 圭典¹・水野 亮介²

¹北海道開発局 旭川開発建設部 富良野道路事務所 工務課 (〒076-0006 北海道富良野市字西扇山の1)

²北海道開発局 旭川開発建設部 富良野道路事務所 計画課 (〒076-0006 北海道富良野市字西扇山の1)

旭川十勝道路のうち「富良野道路」にて現在施工中の北の峰トンネル(仮称) L=2,928mは、周辺の水資源が豊富であり地下水環境への影響に配慮するため、全国的にも施工例が少ない真円断面によるウォータータイト構造を採用している。

本トンネルの本体工が2017年3月に完了したため、その掘削実績と覆工の施工状況について報告するものである。

キーワード：トンネル、非排水構造、真円断面

1. はじめに

(1) 北の峰トンネルの計画

旭川十勝道路は、旭川市から占冠村を結ぶ延長約120kmの地域高規格道路として計画されている。北海道縦貫自動車道および北海道横断自動車道と接続することにより、北海道における広域交流ネットワークを形成し、当該地域の交通円滑化、地域間連携や広域的な人流・物流の活性化に寄与する路線である。(図-1.2参照)

富良野市内では、主要産業である農作物輸送の物流交通や観光交通、沿道市街地から発生する域内交通が輻輳し、慢性的な交通混雑が発生していることから、「富良野道路」(富良野市字学田～富良野市字上五区間・8.3km)の整備を2002年度に事業着手している。

「北の峰トンネル」(仮称、以下省略)は、「富良野道路」において計画されている延長約3kmのトンネル(図-3参照)であり、2009年度から工事に着手している。



図-2 旭川十勝道路位置図



図-1 高規格道路・地域高規格道路網図



図-3 事業位置図

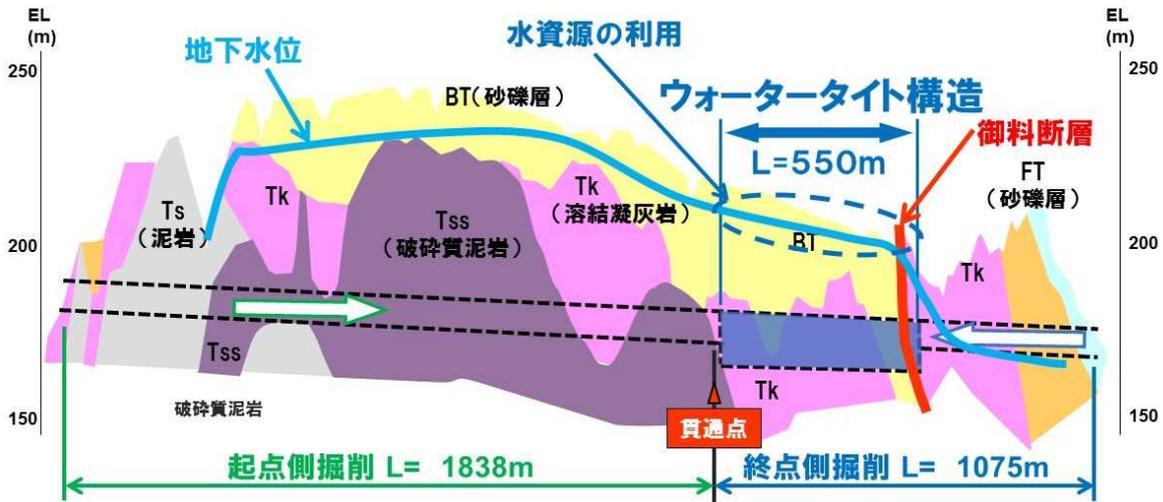


図4 トンネル地質縦断面図 (過年度の地質縦断面図)

(2) 工法選定

本トンネルの周辺は、芦別岳に代表される夕張山地山麓の丘陵地で、広大な森林や豊富な地下水など豊かな自然環境が保たれている。そのため、当地域においては、自然環境が生み出す美しい景観や清らかな水の活用により、リゾート運営や営農活動の展開とともに、市民の飲料水確保など豊かな自然の恩恵を受けている。本トンネルでは、この地下水環境の保全を目的として地下水位低下を防止するため、ウォータータイト構造（非排水断面）を用いた施工を進めている。ウォータータイト構造の施工区間は延長550mで計画されており、耐水圧断面となるため円形断面（真円断面）で掘削を行った。地質状況は御料断層付近で、被圧帯水層である土砂状の砂礫層（BT）が切羽全面を占め、その区間は約100m連続し、その後、切羽下部より風化した溶結凝灰岩が現れ、大部分は亀裂の卓越した溶結凝灰岩層（Tk）が分布していた（図4参照）。

ウォータータイト区間の両側は縦断的な通水を抑制するために、地上部より恒久的な止水注入を実施し、被圧帯水層が確認された区間については掘削時の安定性を保つために部分的な止水注入を行った（図5参照）。

ウォータータイト区間のトンネル構造は通常の区間と異なり、地下水位回復により外周面から水圧が作用することから、全周複鉄筋のコンクリート構造とした。二次覆工の構造は、覆工の厚さ $t=50\text{cm}$ 、鉄筋は、土砂部の主鉄筋SD345D19、配力筋SD345D16、岩盤部の主鉄筋SD345D16、配力筋SD345D13としている（図6参照）。図7に各工種の施工割付を示す。掘削は上下半、インバートの3分割とし、断面下部には仮排水を設置した。防水工は上半部、下半部の2分割施工とし、鉄筋工およびコンクリート工はインバート、側壁、覆工の3分割施工とした。

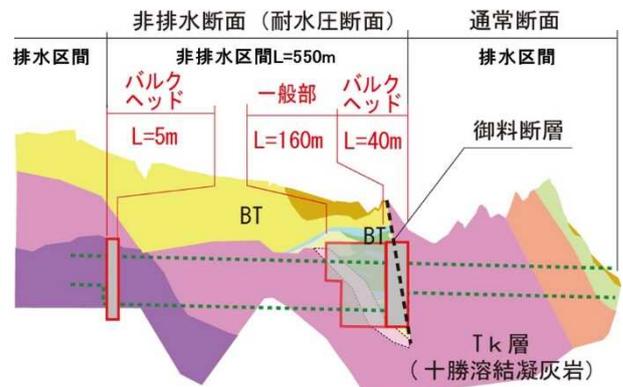


図5 止水注入縦断面図

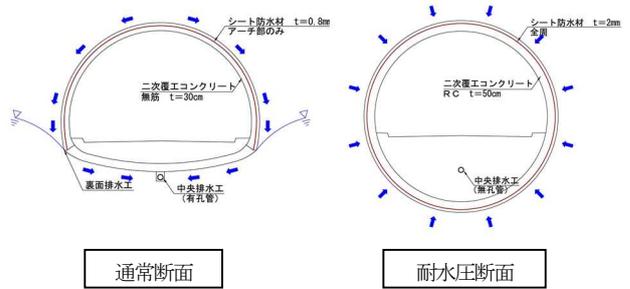


図6 トンネル断面図

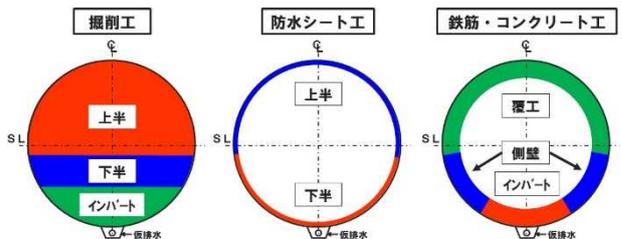


図7 各工種の施工割付

2. 非排水構造区間の施工状況

(1) 掘削工およびインバート工

非排水構造区間においては上下半掘削完了後にインバート部の掘削を行っている。インバート部の掘削は機械配置や作業盤を考慮して坑口側からでなく切羽側から後退するように掘削を行った(写真-1 参照)。インバート防水工では、掘削を迫りかける形で防水シートを敷設し、敷設には専用のシート台車を使用した。防水シートは、通常の馬蹄形断面のアーチ部に施工する際は $t=0.8\text{mm}$ シートを使用するのが一般的だが、非排水区間においては、通常よりも厚い $t=2\text{mm}$ の防水シートを使用して施工している。インバート防水工の施工が完了後、インバートの鉄筋工およびコンクリート工を実施した(写真-2参照)。



写真-1 インバート掘削状況写真



写真-2 インバート完了全景写真

(2) 側壁

a) 側壁鉄筋の施工

側壁鉄筋工は、インバート完了区間から構築を行う。インバート工の立上り鉄筋からさらに約5m鉄筋を延長させるため、作業足場として側壁鉄筋台車を使用した(写真-3参照)。鉄筋を組立する際に通常使用する吊鉄筋金具では地下水位回復後の被圧地下水によって施工箇所から漏水を招く恐れがある。そこで吊鉄筋金具の代わりに非貫通治具「Kプレート・Kリング」を採用し、シートに一切傷つけないようにした。Kプレートは強カブチルテープ付きで防水シート接着面に貼りつけ固定した(写真-4参照)。

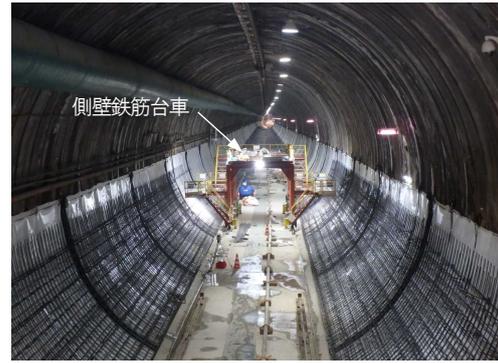


写真-3 側壁鉄筋施工状況

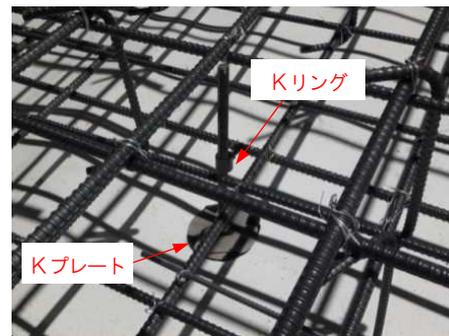


写真-4 Kリング・Kプレート

b) 側壁コンクリートの施工

側壁コンクリートの型枠は専用の移動式スライドセントルを製作した。打設方法は、セントル近傍にコンクリートポンプ車を配置し、セントル上部から型枠内へ筒先を挿入し、打ち込みを行った(写真-5,6参照)。



写真-5 コンクリート打設状況

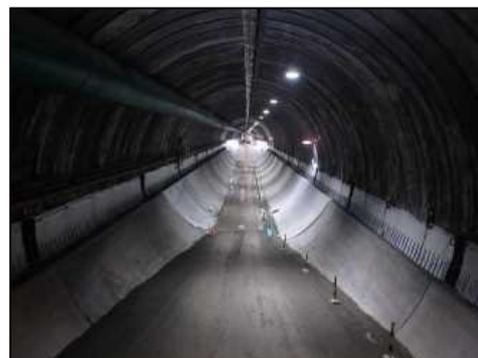


写真-6 側壁コンクリート完了全景

(3) アーチ部

側壁施工完了後はインバート埋戻しを行いアーチ部の施工に入る。

a) アーチ防水工の施工

上半防水工のシート敷設は専用のシート台車を使用している(写真-7 参照)。防水シートはインバート部と同様に通常よりも厚い $t=2\text{mm}$ の防水シートを使用して施工した。通常人力による敷設を行うが、今回の防水シートは通常の防水シートよりも厚いため通常の約4倍の重量がある。そのため、機械的にシート敷設が出来るよう台車に展張機を装備した。展張機はアーチ状のレールを走行する構造とし、この展張機に防水シートをセットし、自走させて防水シートを巻き出し、吹付面に貼りつけて施工を行った(写真-8,9 参照)。

防水シートには覆工施工後の漏水範囲を1ブロック内に限定させるため、漏水対策システムとして覆工の打継目全周にウォーターバリアと呼ばれる隔壁を設けている(図-8 参照)。加えて、防水シートの破損に対応するため、リペアシステムを採用し、水環境の保全に期した。リペアシステムとはシート破損により二次覆工から漏水が発生した場合、防水表面に設置したインジェクションチューブよりウレタン系止水材を注入し、シート破損部のある覆工ブロック全域を恒久的に止水するシステムである。ウォーターバリアと併用することにより、止水材注入範囲を限定できる。施工時は防水シートと同時にインジェクションチューブを併設し施工を行った(写真-10,11 参照)。



写真9 アーチ防水工完了全景

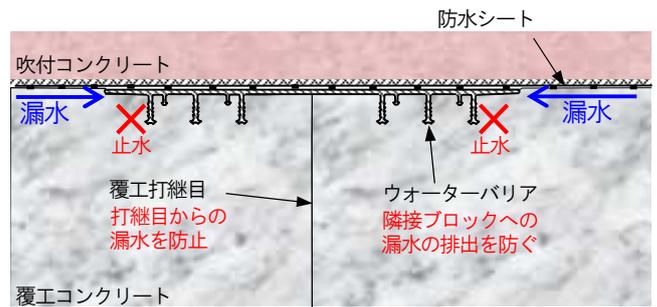


図-8 ウォーターバリア



写真7 アーチシート台車



写真8 防水シート敷設状況



写真10 アーチ防水工完了全景



写真11 リペアシステム注入口

b) アーチ鉄筋工の施工

アーチ鉄筋は通常防水シートの敷設に使われるシート台車を使用して組立を行った。側壁鉄筋との継手には使用するモルタル充填方式の機械式継手を採用した(写真-12 参照)。組立では側壁部でも使用したKプレート・Kリングを覆工アーチ部でも使用するが、鉄筋の自重で鉄筋全体が下がってしまうため、プチルテープでシート面に接着固定することが難しい。そのため、弱部となる鉄筋の重ね継手には結束線の固定のほかに無溶接工法の鉄筋締結金具を使用して、横断方向の鉄筋のズレとKプレート接着面の剥がれを防止した(写真-13 参照)。



写真-12 アーチ防水工完了全景



写真-13 鉄筋締結金具



写真-14 アーチ鉄筋工完了全景

c) アーチコンクリート工の施工

覆工コンクリートは標準断面で使用していたスライドセントルを一部改造し、従来の方法と同様にコンクリートポンプ車の配管圧送により打設を実施した(写真-15,16参照)。



写真-15 アーチコンクリート打設状況



写真-16 アーチコンクリート工完了全景

(4) 仮排水閉塞

トンネル施工中は水圧のかかっていない状況でトンネル全周に防水シート設置、インバートおよび側壁、覆工の施工を行うことが出来るよう仮排水を設けていたため、覆工完了後、地下水位回復に向けて仮排水閉塞を行った。閉塞作業は仮排水ピットの止水処理、及び仮排水へのセメントミルクの充填完了後、ピット部分のインバートコンクリート打設、埋め戻しを行い作業が完了した(図-9 参照)。

また、排水区間とウォータータイト区間の境界は、地下水位回復中および回復後に排水工区側へ湧水が流出するのを防ぐ必要があるため、工区境処理を実施し、流出箇所である防水シートと吹付コンクリート間を遮水する構造とした。

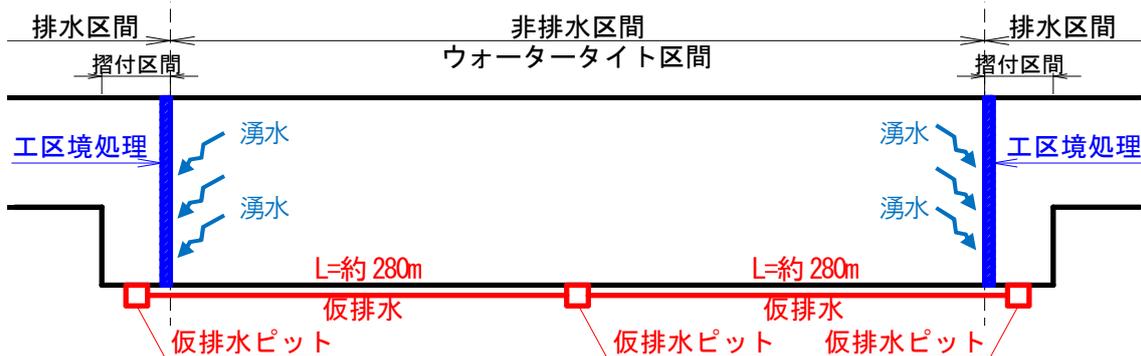


図-9 湧水仮排水設備と工区境処理位置 (縦断面図)



図-10 北の峰トンネル直上付近の地下水位観測結果

3. 今後の課題

トンネル本体工、及び仮排水閉塞作業が完了したことにより、トンネル周辺の地下水位は回復し始めている。図-10 のグラフは北の峰トンネル直上付近で観測している地下水位のグラフであるが、2017年1月19日に仮排水の閉塞が完了し、施工時は最大16m程低下していた水位が、2017年8月下旬には約11m程度上昇していることが確認出来る。

ウォータータイト構造による地下水位の回復については事例が少なく知見がほとんど無いため、今後も坑内湧水量や周辺の地下水観測結果を総合的に判断しながら効果検証に努めていきたい。

4. おわりに

本論文では、北の峰トンネルのウォータータイト構造の施工実績についてとりまとめた。北海道ではウォータータイトトンネルの施工事例が少なく、特に真円形状においては国内でも施工実績が少ない。知見が少ない工法のため、施工方法の確立を目的に施工計画を十分に検討し安全・確実な施工に努めた。施工時は大きなトラブルも無く、安全に施工を進めることが出来た。今後はトンネル供用に向けた舗装工や設備工が残っているため、これまでと同様に安全・確実な施工を実施したい。

最後になりましたが、検討及び論文作成に際してご協力を頂いた関係者の方々に感謝の意を表します。

(参考文献)

- 1) 山中昌也：三次元浸透流解析に基づくトンネル工法検討：第50回北海道開発局技術研究発表会
- 2) 千葉哲也：帯水層におけるトンネル施工のための止水注入とその管理について：第55回北海道開発局技術研究発表会
- 3) 小林 暁：帯水層における非排水構造トンネルの施工について：第56回北海道開発局技術研究発表会
- 4) 齋藤宏樹：帯水層における非排水構造トンネルの施工について：第57回北海道開発局技術研究発表会
- 5) 鹿嶋辰紀：北の峰トンネルにおけるウォータータイト区間の施工状況について：第59回北海道開発局技術研究発表会
- 6) 柴田寛和：北の峰トンネルにおけるウォータータイト区間を含めた施工状況報告：第60回北海道開発局技術研究発表会

国道 10 号高鍋地区における ETC2.0 データを 活用した事故対策効果の検証

北村 明政¹・山下 茜¹・楯 淳司²

¹九州地方整備局 宮崎河川国道事務所 調査第二課 (〒880-8523 宮崎県宮崎市大工 2 丁目 39)

²九州地方整備局 宮崎河川国道事務所 (〒880-8523 宮崎県宮崎市大工 2 丁目 39)

効率的・効果的な交通安全事業実施のためには、対策完了後速やかに効果検証を行い、逐次改善を図ることが重要である。本稿では、高鍋地区事故対策事業の整備効果を、ETC2.0 データを用いて検証する。当該区間は国道沿線に店舗等が連担する片側一車線の道路で沿道施設へ乗り入れようとする右折車の直進阻害に起因する後続直進車の追突事故が頻発していた。当該事業では、道路幅員構成を見直し、後続車両が右折待機車両を避けて通行できるよう広幅員路肩の整備を行った。ETC2.0 データから急ブレーキ発生頻度と区間速度を抽出し、整備前後で比較することで、対策効果の検証を行い、実際に効果を確認することができた。

キーワード ETC2.0、効果検証、交通安全対策、広幅員路肩

1. はじめに

平成 22 年度の事故ゼロプラン導入を契機に、対策完了後速やかに効果を検証し、PDCA マネジメントサイクルにより逐次改善を図ることの重要性が再認識された。事故対策効果は交通事故データやビデオ調査等により検証することが一般的であるが、交通事故データは蓄積に時間を要すること、ビデオ調査は特定日の挙動に過ぎないこと等から、より早期に信頼性の高い検証を行うことのできる手法が求められている。

一方、ETC2.0 は近年急速に普及が進んでおり、国土交通行政においては、その活用が本格化している。ETC2.0 データは、車載器に関する情報等の基本情報、時刻と位置情報からなる走行履歴、時刻、位置情報、進行方向、速度、ヨー角速度、前後・左右加速度からなる挙動履歴によって構成される。これらのデータから経路や危険挙動の発生状況等様々

な情報を取得することが可能である。

本稿では、平成 27 年度～平成 28 年度に宮崎県高鍋町で実施された事故対策事業を対象として、ETC 2.0 データを用いて行った対策効果の検証結果を報告する。本検証のように広幅員路肩の整備効果を、ETC2.0 データを用いて検証した事例は、筆者らの調査する限りでは見られない。

2. 検証対象地区の概要

検証対象地区は、宮崎県内を縦断する国道 10 号の延長約 0.9km の区間(図-1)で、道路両側に飲食店やパチンコ店等の商業施設が連担し(図-2)、沿道施設への出入り交通が極めて多い。

対策前の死傷事故件数は 43 件(H23-H26)(図-3)であり、死傷事故率は最大 952 件/億台キロを記録し、早急な対策が求められていた。



図-1 対象区間



図-2 沿道施設の連担状況

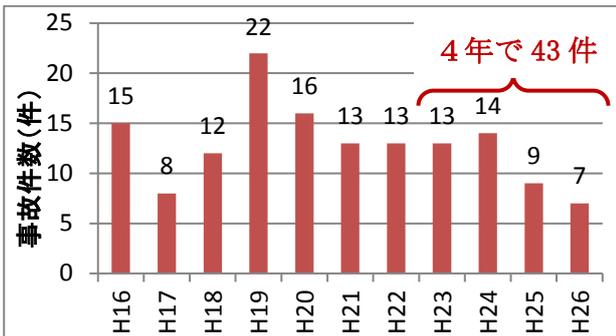


図-3 事故件数推移

(2) 対策内容

単路区間における追突事故対策としては、路面標示等による速度抑制や注意喚起が多いが、速度超過が直接的な原因でない当区間では大きな効果が期待できない。また、区間全体に沿道施設が連担し、特定の場所に事故が集中しているわけではない(図-5)ため、連続的に機能する対策が求められた。以上から、沿道施設進入車両の待機時に、後続車が待機車を避けて通行できる広幅員路肩(W=1.0m~1.5m)を区間全体に整備する対策案が採用された(図-6)。

また、安全で安心な自転車利用環境創出のニーズが高まっている近年の状況を踏まえ、広幅員路肩部には矢羽根を設置し、自転車の通行空間としても活用することとした。なお、広幅員路肩の整備に当たっては、歩行者交通が少ないことを確認した上で、歩道幅員を3.5mから2.5mに縮小することで、新たな用地を取得することなく整備を行った。

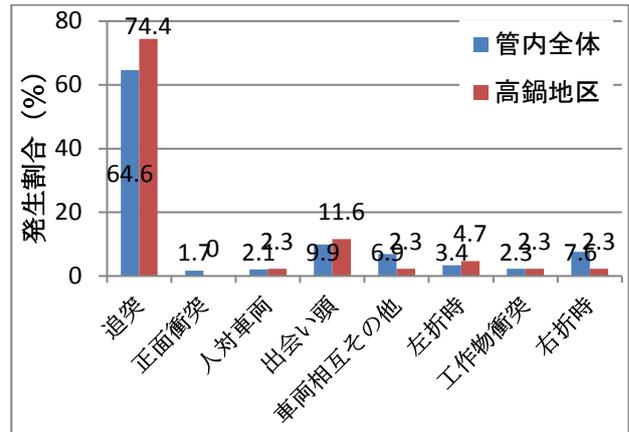


図-4 事故類型別発生割合

3. 検証対象地区における事故要因と対策内容

(1) 事故要因

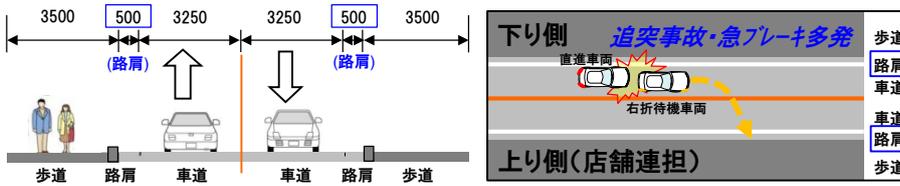
当区間でH16-H26に発生した事故の類型は、追突事故が74.4%と突出しており、宮崎河川国道事務所管内全体の平均値である64.6%と比較しても高い割合を示していた(図-4)。当区間は先述のように沿道に商業施設が連担しているため、沿道施設へ乗り入れようとする右折車の直進阻害に起因して不規則に滞留が生じ、後続直進車の追突事故が発生していると考えられた。



図-5 事故発生箇所

対策前

- 片側幅員3.25mの2車線道路
- 上り側車線沿線に店舗が連担
- 下り側車線からの店舗流入車両が直進車の通行を阻害
- 追突事故や後続車の急ブレーキによる回避行動が多発



対策後

路肩を50cm~100cm拡大

広幅員路肩整備による追突事故の防止対策を実施

■店舗流入車両がいても、広幅員路肩を利用した安全かつスムーズな回避が可能

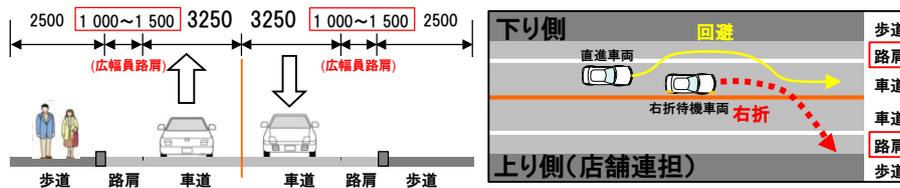


図-6 高鍋地区の事故対策

4. 対策効果検証方法

事故対策の目的は事故の抑制であるため、本来は事故件数の減少を検証すればよいが、追突事故等偶発的な事象である事故は一般に4年間の平均事故件数で比較検証する必要があり、対策実施後に早期の評価を行うことが困難である。従って、本検証では早期に交通挙動の変化を把握し、事故対策効果を検証可能なETC2.0プローブデータを活用して対策効果の検証を行った。

広幅員路肩整備後は、右折車両が待機していても後続直進車両は回避して通行できる(図-7)ため、



図-7 すり抜け状況

不規則な滞留が減少し、平均速度が上昇すること、急ブレーキが減少することが予想される。従って、これら二項目に着目し、平均速度についてはDRM区間平均速度のデータを、急ブレーキについてはプローブデータを用いて効果検証を行っている他事例^{1),2)}を参考に、減速度が0.3Gを超えるものを急ブレーキとし、挙動履歴の前後加速度のデータを用いて検証した。

5. 対策効果検証結果

(1) 区間平均速度

検証の結果、上下ともに区間全体を通して、対策前後で平均旅行速度にほとんど変化は見られなかった(図-8)。区間平均速度は上りで1.7km/h上昇、下りで1.6km/h減少と上下線ともにほぼ横ばいだった(図-9)。

検証対象地区の事故要因は、沿道施設への右折待機車両に起因して発生する不規則な滞留であるため、事故は沿道施設営業時間である昼間に集中して発生していると推測される。平均速度が対策前後で

ほとんど変化しない原因として、交通量が少なく、平均速度が大きいと予想される夜間のデータの影響が大きく表れていることが考えられる。したがって追加検討方法として、例えば、昼間のデータから同様に平均速度を比較することが考えられる。

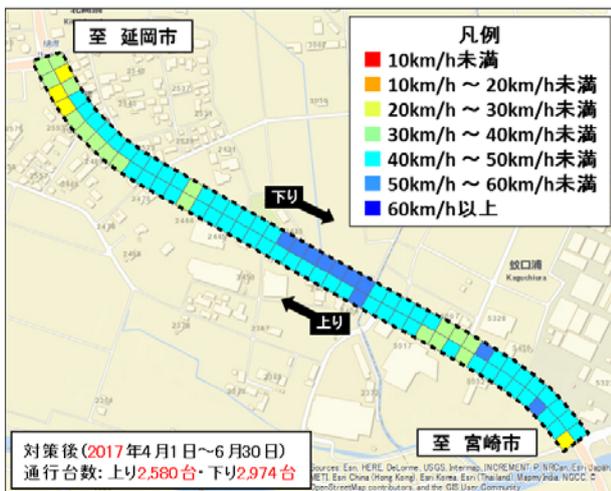
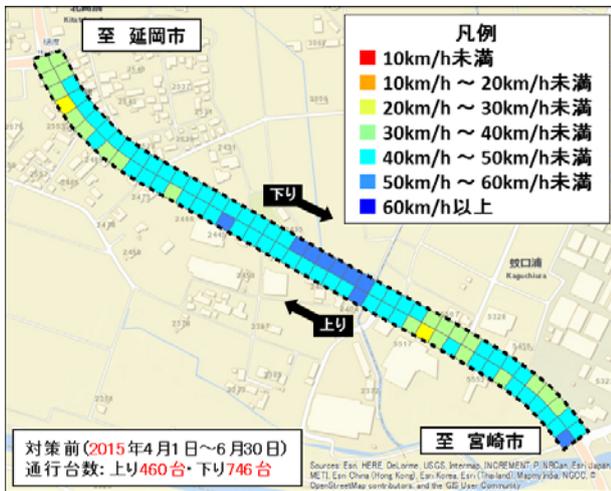


図-8 20m ピッチにおける平均速度の変化

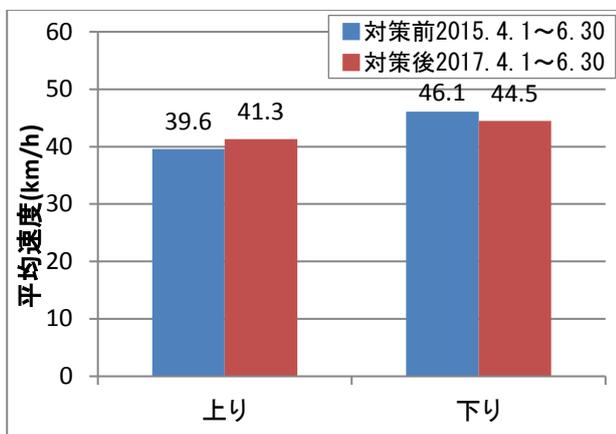


図-9 区間平均速度の変化

(2) 急ブレーキ発生頻度

上下線別に 20m ピッチで集計した通行台数 100 台あたりの急ブレーキ発生頻度を図-10 に示す。対策前は、下り車線を中心に区間全体で急ブレーキが発生している。一方、対策後は、全ての区間で 4 件/百台未満になっていることが確認できた。これは、上りに施設が多いという事実とも整合している。

区間全体での急ブレーキ発生頻度は、対策前の 215.7 件/百台に対して、対策後 39.5 件/百台と 80% 以上減少した (図-11)。一方、同期間における検証対象区間での事故発生件数は 10 件から 3 件に減少していた (図-12)。急ブレーキ発生頻度と事故発生件数には関係性があるように見えるが、本検証は 3 ヶ月間を対象に行っており、一般に交通事故データ分析には 4 年間のデータ蓄積が必要なことを考える

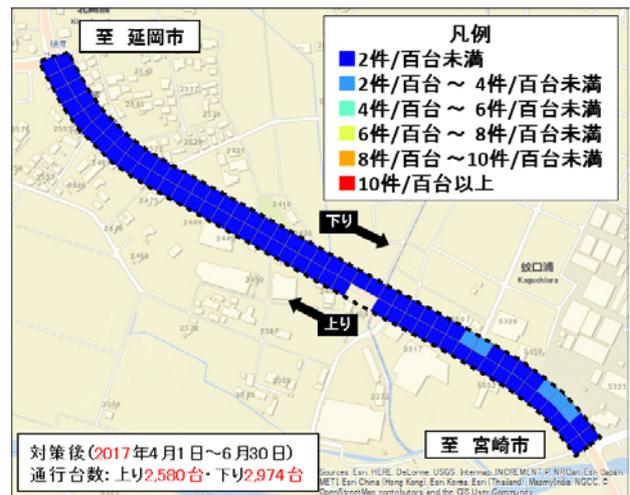
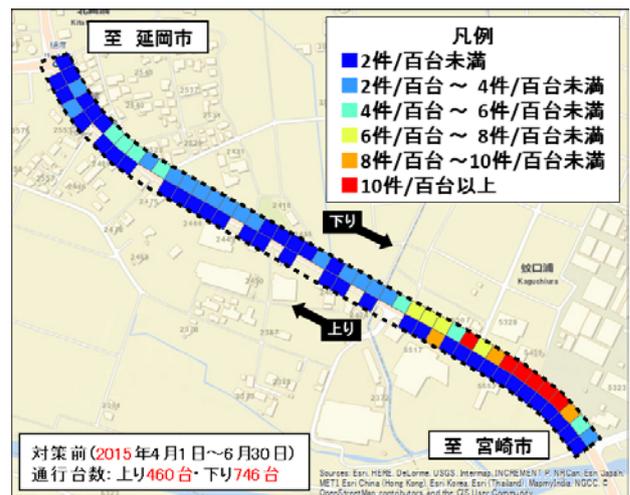


図-10 20m ピッチにおける急ブレーキ発生頻度の変化

と、この一件のみから結論づけることは難しく、同一区間において、検証期間を伸ばして継続的に検証を行っていく必要がある。また、異なる事例についても同様に、急ブレーキ発生頻度と事故発生件数の相関関係を確認していく必要があるといえる。

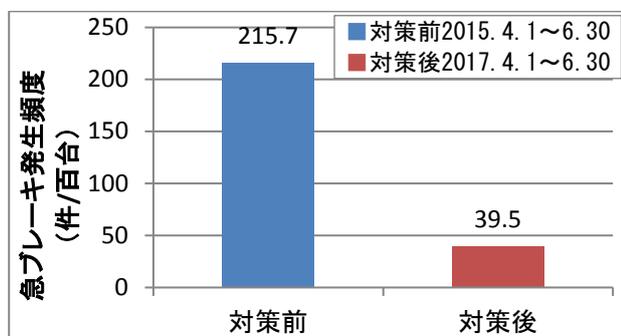


図-11 区間全体における急ブレーキ発生頻度の変化

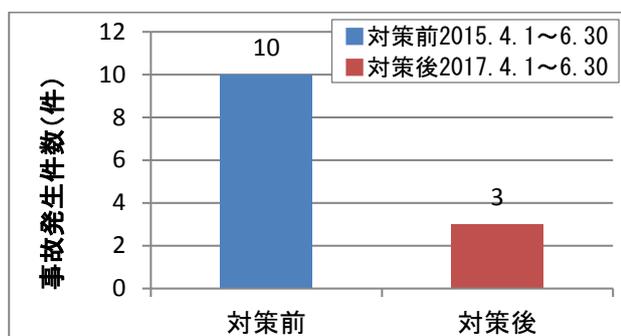


図-12 事故発生件数の変化

6. おわりに

平均速度については、想定していた平均速度の上昇を確認することはできなかった。事故発生時間帯が昼間に集中していると推測されることから、追加検討方法として、昼間のETC2.0データから同様に平均速度を比較することが考えられる。

急ブレーキ発生頻度については区間全体を通して、明らかに減少しており、対策効果を確認できた。

今後の課題としては、急ブレーキの発生頻度の現象と事故発生件数の減少の相関関係の確認を行うこと、広幅員路肩による事故対策等類似事例の検討に水平展開することが挙げられる。

参考文献

- 1) 菊池 春海 ほか: 道路交通安全対策事業における急減速挙動データの活用可能性に関する研究
- 2) 作田 豊彦 ほか: 効果的かつ持続的な事故対策の検討

建築工事完成後の故障・不具合発生傾向について —過去の対応記録から傾向を探る—

山本 章博¹・竹井 章²・畠山 説子²

¹北海道開発局 函館開発建設部 施設整備課 (〒040-8501 北海道函館市大川町1番27号)

²北海道開発局 営繕部 技術・評価課 (〒060-8511 北海道札幌市北区北8条西2丁目)

営繕部では国民の共有財産である官庁施設に関して、良質な施設及びサービスを効率的に提供することを目標に施設整備を行っており、更には施設完成後は初期不良や後々発生する故障・不具合の相談等に対応している。そこで営繕部が整備した施設の故障・不具合対応記録の部位及び事象に着目し、統計的に整理することで、故障・不具合の発生傾向を考察する。

キーワード 故障、不具合、フィードバック

1. はじめに

北海道開発局営繕部は、北海道全域を管轄区域として、国民の共有財産である官庁施設（国家機関の建築物等）の有効活用のための調査・計画、良質な官庁施設の整備、及び官庁施設の保全状況の調査と指導などの業務を実施している。これらの施設の保全を計画的かつ効率的に実施し、必要な機能や安全性が確保されれば、建築物の寿命を延ばし、ライフサイクルコストの低減も図れ、ストックを有効に活用することが可能となる。

そこで本研究では、完成施設の過去の故障・不具合対応記録を再整理すると共にそれぞれの事象にキーワードを設定し故障発生までの期間を入力した。これらを個別に集計することにより故障・不具合の発生状況を統計的に数値化し、発生傾向を考察する。

2. データベースについて

本研究で使用する故障案件のデータは、1994年から2015年に発生した北海道開発局発注工事の過去22年分の故障・不具合対応記録である。記録のなかには古いものも多く、詳細な内容が不明であったり、記録に残っていない案件も有る。なお、検証に必要な情報が抜けているデータについては検証の対象外として除外している。

故障案件のデータ数は、建築375件、設備（建築以外）154件の合計529件となっており、本研究では故障件数が一番多い建築工事部分のみを対象としている。



図-1 故障・不具合発生件数

3. 建築工事における故障・不具合の概要

(1) 建築工事の故障・不具合事象の分類

建築工事全体の傾向を探るため、故障・不具合の事象を以下の5つに大別した。

- a)漏水：各所から建物内へ水が浸入
- b)破損：破損、亀裂、変形、浮き、剥離等
- c)機能不良：機能不良、開閉不良、排水不良等
- d)冬期：雪害、結露、凍害、凍上等
- e)その他：上記分類にあてはまらないもの

不具合事象の割合を図-2、不具合発生部位の割合を図-3に示す。図-2の漏水については、他の事象と合わせていないにもかかわらず、全体の1/4を占め、故障・不具合事象のなかでも割合が多くなっている。破損については、様々な事象と部位を破損として扱ったため多くなっている。

図-3の不具合部位の割合については、それぞれの部位

に同程度発生している。

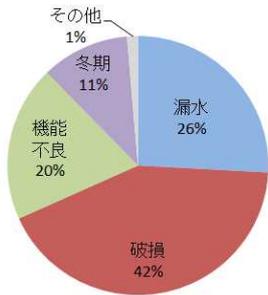


図-2 不具合事象の割合



図-3 不具合部位の割合

(2) 工事件数と故障・不具合発生件数

過去22年間の工事件数（新築、改修）は589件、そのうち故障・不具合が発生した施設は121件。全体平均で20%程度となる。しかしながら、近年の事後調査については、初期不良を含めた軽微な場合も記録に残っているが、古い案件については記録が曖昧なものがあるため、事後調査分を除き、故障・不具合対応記録のみを集計した。参考として完成年度毎の工事件数と故障・不具合が発生した施設数の割合を図-4に示す。

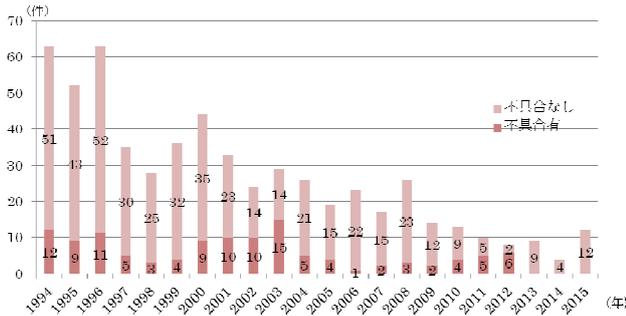


図-4 工事件数と故障・不具合が発生した施設数の割合

(3) 施設完成後経過年数と故障・不具合発生件数

施設完成から最初に故障・不具合が発生するまでの期間をとりまとめたのが図-5である。施設完成直後から2年以内に不具合が多く発生し、経過年数と共に徐々に減っていく傾向にあるが、漏水は経過年数に関わらず発生していることが特徴である。

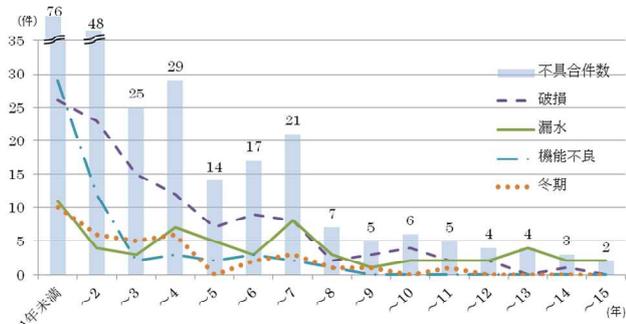


図-5 完成後経過年数と故障・不具合の発生件数の推移

(4) 故障・不具合のキーワード

各案件毎に不具合内容を確認し、キーワードを3つ以内で設定した。図-6は全ての案件のキーワードを抜き出したものである。積雪寒冷地に関するキーワードや漏水に関するキーワードが目立つ傾向にある。シーリングに関しては、破損、施工、劣化に分類しているが、合計で32件あり主に漏水で多く出てきている。また、クラック、施工に関しては様々な部位、事象で発生している。

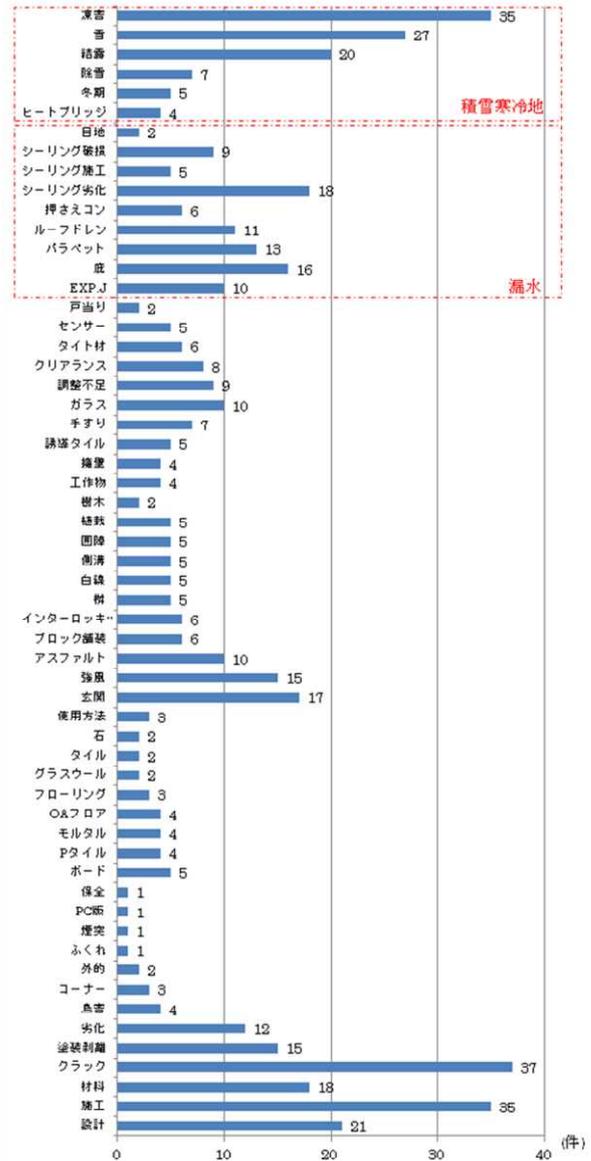


図-6 故障・不具合のキーワード分布

4. 各部位における故障・不具合の傾向について

建築工事における、故障・不具合について、各部位毎に事象分類や発生までの経過平均年数などを算出し、発生傾向について考察する。なお、ここで取り上げる発生経過平均年数は、故障が発生した案件のみの平均となっ

ており、部位や仕様そのものの耐用年数を示すものではない。また、キーワードについては、単独のものを除き複数以上出てきた項目のみ掲載している。

(1) 屋根・防水

屋根・防水の故障・不具合事象の件数は66件。内訳は、図-7に示すとおり漏水が一番多い。破損や機能不良についてもいずれ漏水に繋がるため、漏水が主な事象となっている。防水仕上げの種別については、図-8のとおりアスファルト防水が一番多い。

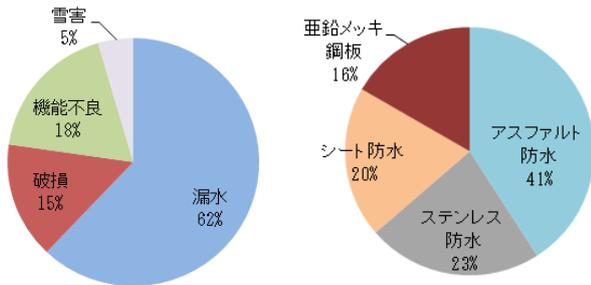


図-7 屋根・防水不具合事象 図-8 防水種別の内訳

漏水発生までの経過平均年数を防水種別毎にまとめたものが図-9である。アスファルト防水及びステンレス防水は概ね10年を超えている。漏水原因としては図-10のキーワードで出てきているとおり、各所取り合いのシーリング劣化やパラペット、ルーフトレン周りの発生が多い。

シート防水と亜鉛メッキ鋼板葺きは5年程度と短くなっている。シート防水については、施工部位が底や玄関の一部などに使われることが多く、小面積で形状が複雑な部分に使用されることが多いのが一因と考えられる。また、亜鉛メッキ鋼板では、様々な原因があり特に傾向は見られなかった。

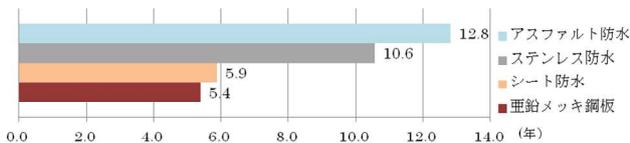


図-9 屋根・防水の漏水発生までの経過平均年数

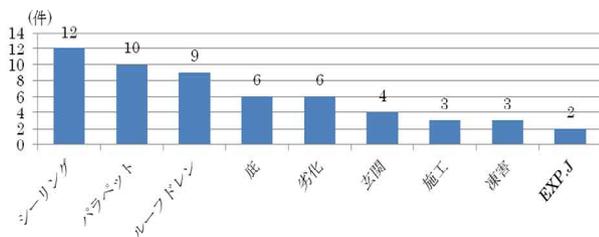


図-10 屋根・防水の漏水キーワード

(2) 建具

建具の故障・不具合事象の件数は89件。図-11に示すとおり、開閉不良及び漏水が共に1/3ずつ占めており、破損を含む3項目で建具全体の8割以上を占めている。また、不具合発生建具の種類については図-12のとおり、窓と戸は設置数が多いことから故障・不具合件数も多くなっていると考えられる。自動ドアに関しては設置数が少ない割には故障・不具合が多い傾向にある。

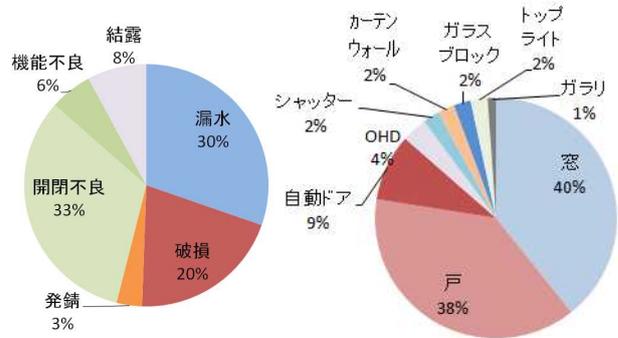


図-11 建具不具合事象 図-12 建具種類の内訳

建具の不具合発生までの経過平均年数については、図-13のとおり、開閉不良や機能不良については2年未満の初期の発生が多くなっている。漏水に関しては6.5年と長くなっている。

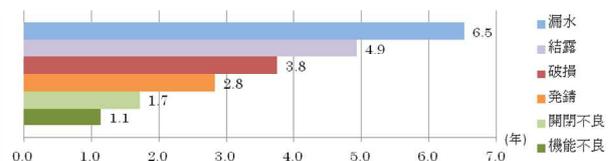


図-13 建具不具合発生までの経過平均年数

(a) 建具の開閉不良

開閉不良に関しては、図-14のとおり使用頻度が最も多いと思われる戸に関するものが一番多く、その次に窓となっている。使用する建具部品に起因する故障・不具合が多く、部品不良や調整不足による初期不良が多い。



図-14 開閉不良の建具種類内訳

図-15のとおり、窓に関しては開閉の繰り返しにより徐々に不具合が発生する傾向がある。初期の調整不足が原因とも考えられるが、戸より使用頻度が少ないため、発生までの経過平均年数が長くなっていると考えられる。

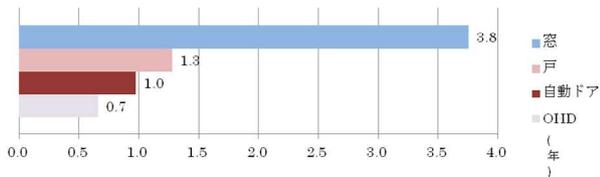


図-15 建具の開閉不良発生までの経過平均年数

外部に設置される自動ドアの開閉不良の原因は雪や凍害など冬期の問題に関するものが目立っている。

(b) 建具の漏水

漏水に関しては、図-16のとおり窓からの漏水が多い。図-17が示すように建具周囲のシーリング劣化によるものが多く、強風時のみに発生する事案も多い。漏水発生までの経過平均年数は窓周りで8.6年となっており徐々に劣化が進行していくと考えられる。

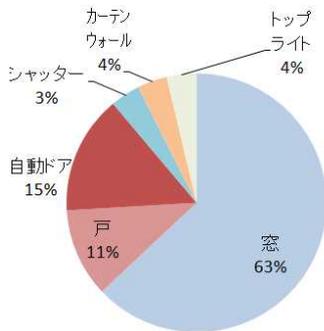


図-16 漏水の建具種類内訳

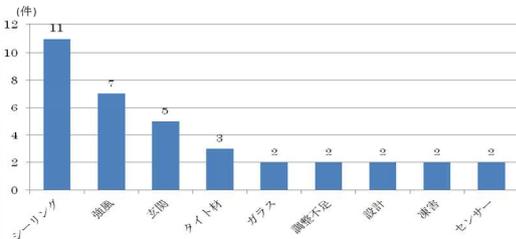


図-17 建具の漏水キーワード

(c) 建具の破損

破損に該当する建具種類内訳は図-18のとおり、窓と戸が多くなっている。図-19のキーワードではガラスに関する破損が一番多くなっており、原因は材料搬入時の傷の見落としや熱割れ、人荷の衝突など様々な事象がある。その他の項目として、レバーハンドルやドアクローザー等の開閉部品の破損も多く、原因はレバーが異常に堅い等の部品不良や使用方法が複雑で壊れてしまった、強風時に煽られた、建具が大きく重いいため経年により故障したなど様々である。

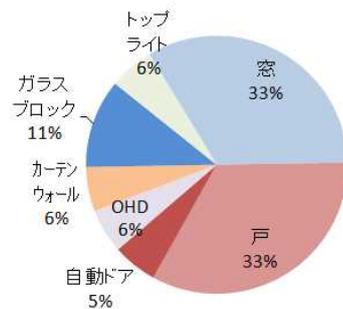


図-18 破損の建具種類内訳

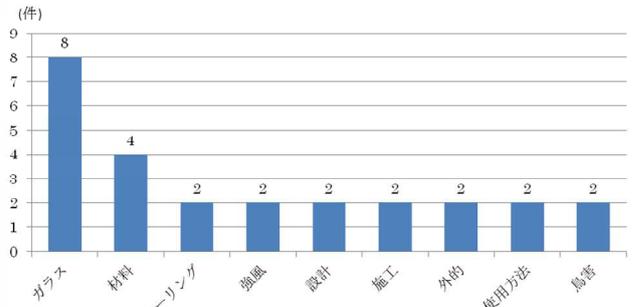


図-19 建具の破損キーワード

(3) 外装

外装の故障・不具合事象の件数は65件。図-20のとおり破損と漏水で9割を占めている。両不具合とも発生までの経過平均年数は6年程度となっており、経年劣化や凍害も一因と考えられるが、経年劣化としては早い段階で施工時の要因が影響し劣化が早まった事も考えられる。また、不具合の発生部位については図-21のとおり外壁が最も多く次いで付属物となっている。付属物のなかで特に多いのはEXP. J周りの不具合が多い。

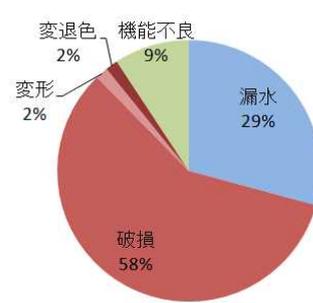


図-20 外装不具合事象



図-21 外装部位内訳

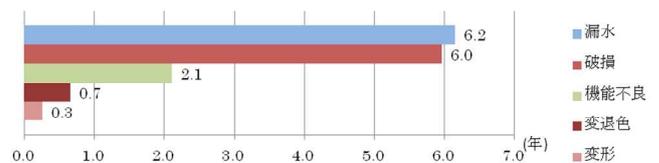


図-22 外装不具合発生までの経過平均年数

外装の不具合キーワードは図-23のとおり、特に冬期

に関するキーワードが多く、塗膜剥離等に関しても冬期施工に起因する内容が多いことから、凍害や雪等寒冷地特有の原因に細心の注意が必要ことがうかがえる。

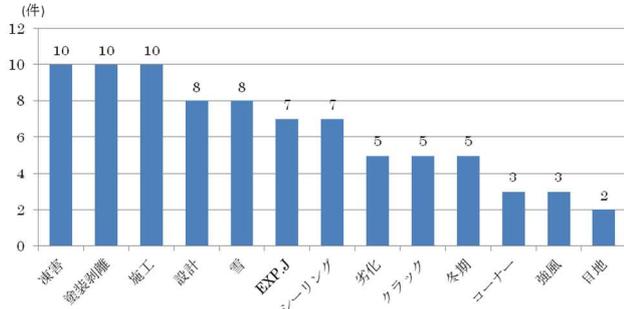


図-23 外装の不具合キーワード

(a) 外装材の破損

外装材破損発生までの経過平均年数は図-24のとおりとなっており、タイルは平均7.3年、複層塗材は3.5年、付属物は1.5年。タイル仕上げに関しては、凍害によりクラックが発生したものが多く、付属物に関しては、初期段階に発生する傾向がある。押し出し成形セメント板とサイディングに関しては雪害など冬期に関する原因が多い。

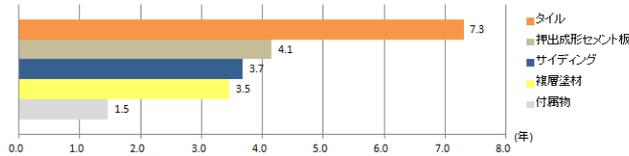


図-24 外装材破損発生までの経過平均年数

(b) 外装材の漏水

外装からの漏水を仕上げ毎に分けたのが図-25である。タイル仕上げが約半数を占めている。また、発生までの経過平均年数は図-26のとおり、タイルは10.6年と他の仕上げより長くなっているが、タイル自体の劣化や周辺シーリングの劣化が漏水に繋がっている。

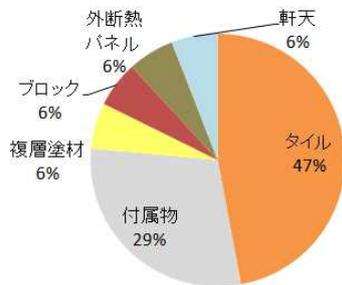


図-25 外装材漏水の仕上げ種別

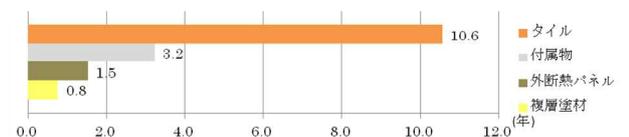


図-26 外装材漏水発生までの経過平均年数

(4) 内装

内装の故障・不具合事象の件数は69件。不具合事象及び発生部位は図-27, 28のとおりとなっており、特に傾向は見られない。

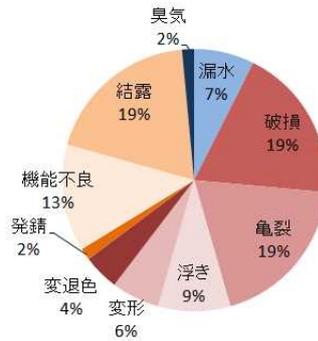


図-27 内装不具合事象



図-28 内装部位内訳

キーワードに関しては図-29のとおり、結露、施工、クラックが多い。結露、ヒートブリッジなど冬期間の不具合が多く、クラックに関してはモルタル塗りで多く見られた。その他の項目としては、手すりのがたつき等付属物の機能不良が多かった。

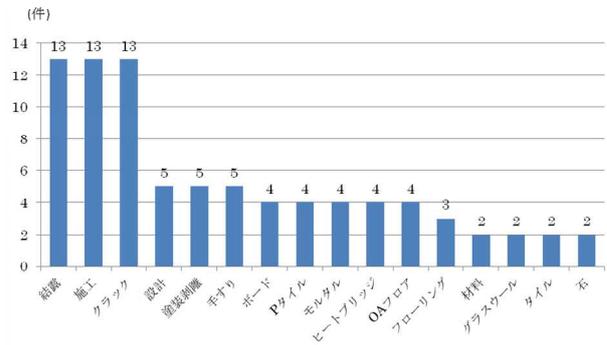


図-29 内装の不具合キーワード

(5) 外構

外構の故障・不具合事象の件数は63件。不具合事象については図-30のとおり、破損が一番多くなっている。破損の項目としては白線引きや排水関係、その他工作物が含まれており、原因は除雪機械による破損が多く、図-32のキーワードでも冬期に関するものが多く出ている。

故障・不具合の発生が最も多い舗装に関しては、施工面積の割合から考えるとブロック系舗装の発生率が高いと思われる。故障原因として多かった凍上、除雪、ヒーティング等に十分配慮が必要である。

外構に関する不具合発生までの経過平均年数は図-33のとおり比較的早い段階から発生し、施設供用開始後一冬を越えてから発生する傾向がみられる。冬期の積雪状態や使用状況を想定できるかがポイントとなる。



図-30 外構不具合事象

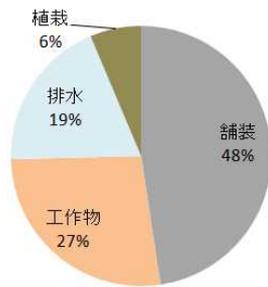


図-31 外構部位内訳

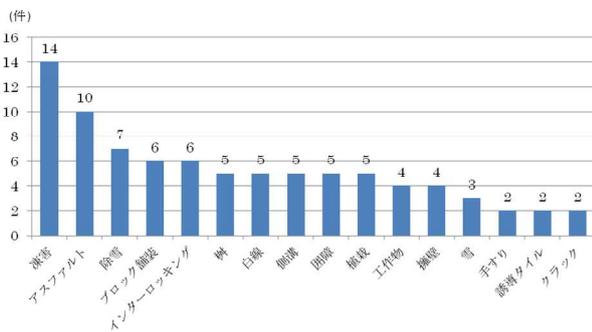


図-32 外構不具合キーワード

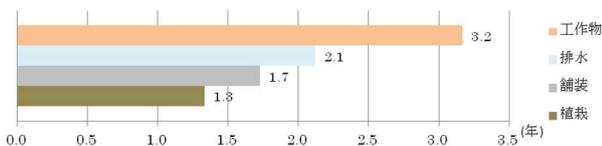


図-33 外構不具合発生までの経過平均年数

5. まとめ

本研究では、個別事案の対策について触れるところまでは至っていないが、過去の故障・不具合事象にキーワードを設定し、発生までの期間を集計することにより、今までは感覚的に理解していた故障・不具合の傾向を、発生割合や時間軸の部分で数値化し傾向を示すことが出来たのではないだろうか。

主な注意点として、屋根・防水においては、庇などの小面積で複雑な施工やルーフトレンやパラペット周りの納まり。建具については、シーリングをはじめとする漏水対策を考慮した納まり。外装材については、タイルの施工品質確保、外構においては冬期、除雪機械への配慮などがあげられる。

故障・不具合には様々な事象と要因があるものの、建築工事全体を通して冬期に関連する故障・不具合の数が多かった。凍害は、寒冷地でなければ故障・不具合にな

らないほどの空隙でも凍結融解を繰り返すことにより故障・不具合を発生させる。外気温や湿度、気象条件などによる施工品質の低下によっても故障・不具合が発生する。

これらを防ぐためには品質管理に相当な配慮が求められ、施工も高い精度や技術力が要求される。このため、登録基幹技能者等の高い技術力や知識をもつ技能労働者を現場で採用し、冬期に関わる不具合をはじめ、その他様々な故障・不具合を想定した品質向上を図ることが有効だと思われる。

6. おわりに

インフラ長寿命化計画では、メンテナンスサイクルの構築による安全・安心の確保や、予防保全型維持管理の導入によるトータルコストの削減・平準化等を図る事とされている。

そのためには、今後整備していく建物及び既存庁舎の改修に於いて、故障・不具合を減らしていくことは長寿命化、トータルコストの削減に大いに寄与出来ると考える。また、的確な保全を行う事は予防効果もあり、結果として故障件数を減らすことが出来る。

近年は、事後調査により初期不良の発見と対応は速やかに行われているところであるが、今後施設整備を行う際、今回の故障・不具合の発生傾向が参考になれば幸いである。

道路空間を活用した カーシェアリング社会実験

下平 幸英

関東地方整備局 東京国道事務所 交通対策課（〒102-8340 東京都千代田区九段南1-2-1）

国土交通省では、利用者間で特定の自動車を共同で利用するカーシェアリングを、公共交通を補完する交通手段と位置づけ、交通モード間の接続（モーダルコネクト）を強化し、公共交通の利用促進を目指す施策について検討を進めている。

これを受けて東京国道事務所では、全国で初となる、道路空間を活用したカーシェアリング社会実験を平成28年12月20日より実施しているところである。本論は、実験開始までの経緯に加え、実験の中間報告と今後の課題についての考察を行うものである。

キーワード モーダルコネクト、社会実験、カーシェアリング

1. はじめに

(1) 背景

人口減少、高齢化など社会経済情勢が大きく変化していく中で、国民の日常生活や経済活動を支え、地域の活性化を果たしていく重要性が高まっている。そのため、日常生活や経済活動の基盤である道路ネットワークと多様な交通モードがより一層の連携を高め、有機的な結合を図り、利用者が多様な交通を利用・選択しやすい環境を維持・向上していく必要がある。¹⁾

交通モード間の接続（モーダルコネクト）にも多くの組み合わせが考えられる。その中でも、公共交通機関である鉄道と、民間事業者の参加が増えているカーシェアリングに着目し、車両の貸出しや返却の拠点となるカーシェアステーションを国道1号上に設置する社会実験を開始した。

(2) 海外のカーシェアリング事例

本実験の構想の基となる、道路空間を活用したカーシェアリングの事例を把握した。

a) AutoLib' (フランス・パリ)

パリ市と周辺自治体による組合が事業主体となり、カーシェアステーションを路上に設置している。4人乗りの車両が約2,500台配置されている状況である。図-2（左）は駐車中の車両と入会機である。約720箇所のカーシェアステーションに乗り捨てが可能なサービスとなっている。

b) Car 2 go (ドイツ・シュトゥットガルト)

民間事業者が事業主体である。固定したカーシェアステーションは設置しておらず、サービス提供エリア内であれば路上や駐車場に貸出・返却ができる。2人乗りの

車両が約400台配置されている状況である。図-2（右）はサービス提供エリア内の路上に駐車している様子である。

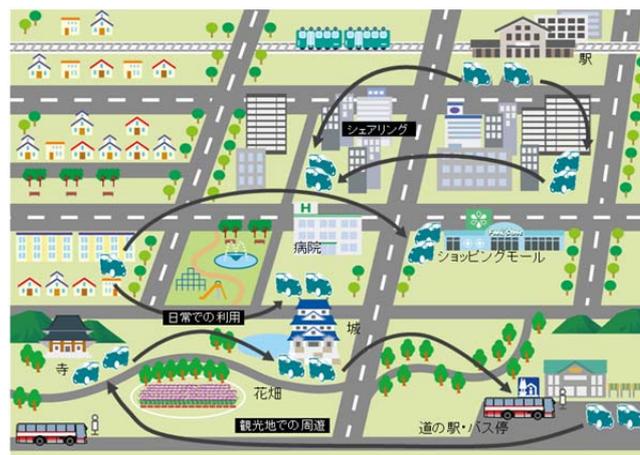


図-1 モーダルコネクトの多様性



(出典：東京地下鉄)

図-2 車両とステーションの様子 (左：フランス、右：ドイツ)

2. 実験内容

(1) 社会実験実施までの過程

道路上におけるカーシェアステーションの整備に当たっては、全国で初めての事例であることから設置基準等が無かった。そのため場所の選定やカーシェアステーションの構造について事故やトラブルが発生しないように慎重に関係機関協議を行った。その後、道路空間を活用したカーシェアリング社会実験協議会を設立し今後の実験の進め方などについて調整・確認を行った。並行して参加者公募を行い、平成28年12月20日から実験を開始した。

a) 実験場所の選定

1. (1)で示した通り、鉄道とのネットワークの連携を考慮し、駅出入口に近い場所であること、ビジネス・観光・商業の中心であること、従来の交通を妨げないよう歩道を切り欠いてカーシェアステーションを整備しても歩行者の通行を妨げない場所であることを条件とした。

地下鉄大手町駅の出入口は国道1号にほど近く、周辺はオフィスビルが建ち並び、歴史的な観光地も有する地域である。さらに背後地が歩道公開空地となっている場所を選定し、図-3に示す通り、千代田区丸の内1丁目の大手町駅出入口近傍の国道1号を活用することとした。



出典：「電子国土ポータル」

図-3 実験場所

b) ステーションの整備

実験場所には、運営車両を配置するため3台分のステーションを整備した。

形状は、図-4に示す通り、歩道を切り欠く面積を少なくするため、台形型とした。車道との境界には縁石を設置し、舗装の色を区別するなど、車道と分離された領域であることを認識出来るよう工夫した。

ステーションの歩道側には、植樹帯が一時撤去されたことによる歩行者の乱横断を防止するために横断防止柵を設置した。地域特性を鑑み、景観を損ねることのないよう、防止柵の色はダークブラウンとし、横材が細く本数の多いデザインを採用した。

ステーションの車道側には運営車両以外の車両の誤

進入を防ぐため、電動昇降型の防止柵であるライジングボラードとチェーンを設置した。ライジングボラードとは、車の進入を抑止し、特定のグループの車両のみの進入を可能とする構造で、許可された車両が進入する場合、道路中央に設置されたポールを下降させることにより通行が可能となる仕組みである。欧州では、すでに多くのライジングボラードが公道上（通学路、幹線道路からの抜け道、観光地、歴史的な中心市街地等）に設置されている。²⁾本実験にて設置しているライジングボラードは、車内からリモートコントロールにより昇降し、出入り時にはステーション前方に設置されているランプが点灯する仕組みである。本実験を通じて、欧州の事例のような生活道路の事故対策などへの有用性の検証も行っていく。

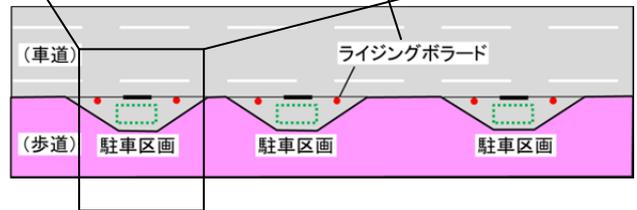


図-4 ステーションの整備状況

c) 実験参加者の公募条件設定

本実験の運営を担う実験参加者の公募を行った。道路運送車両法で定める第一種原動機付自転車を保有し、システムを配備し運営・維持管理を行うこと、運転免許の確認を行う体制を構築すること、利用実績を収集する仕組みを構築しデータの提供を東京国道事務所へ行うことなどを役割として取り決めた。

運営車両の第一種原動機付自転車とは、超小型モビリティを想定している。超小型モビリティとは、自動車よりコンパクトで小回りが利き、環境性能に優れ、地域の手軽な移動の足となる1人～2人乗り程度の車両である。CO₂の削減のみならず、観光・地域振興、都市や地域の新たな交通手段、高齢者や子育て世代の移動支援等の多くの副次的便益が期待される。³⁾また、超小型モビリ

ティは、道路交通法では自動車に分類されるために、原付免許でなく普通免許を要するので、運転免許の確認体制の確立を求めているものである。

d) 実験参加者による実験準備

公募により選定された実験参加者は、公募要領に従い実験開始のための準備を開始した。

運営車両については、第一種原動機付自転車であるコムス（EV）とアイロード（EV）を採用した。図-4でステーションに駐車しているのがアイロードである。実験参加者は、カーシェアリングを民間事業にて展開しており、コムス95台とアイロード5台が都内で活用されている。

運営方法については、会員登録、車両の空き情報、ステーション位置情報検索から利用登録までがオンライン上で行える既存システムを活用した。

また、既存のステーションを活用することで、どのステーションでも貸出・返却が可能なワンウェイトリップ方式が実現した。

e) カーシェアリング社会実験協議会の発足

実験開始に際し設置した、道路空間を活用したカーシェアリング社会実験協議会は有用性の分析・検証や運営上の課題の整理を行うことを目的としており、実験参加者と国土交通省をはじめとして、警視庁や自治体、地元団体や有識者を委員としている。

3. 実験結果（中間）と考察

平成28年12月20日より実験を開始し、実験期間は1年であるが、利用状況について平成29年8月31日時点でとりまとめを行った。

国道1号の大手町にステーションを発着した回数は、255日間で618回であった。ステーション3台分のうち、1日あたり2台分以上が車両出入りに使用されている状況である。

(1) 利用時間帯の状況

上記の利用実績について、時間帯別に1時間単位で表-1に示す。

7～9時は大手町のステーションへ到着するトリップ数が8割近くを占めている。一方で、それ以外の時間帯では大手町を出発するトリップ数が到着よりも多くを占めている。特に18時を過ぎると、ステーションを出発するトリップ数が時間帯毎のトリップ数の7割程度を占めている。

また、発着ともにステーションを利用するラウンドトリップは深夜早朝の実績は少ない傾向である。

(2) 利用時間の状況

期間中のステーションを発着した車両の乗車時間を10

分単位で表-2に示す。平均利用時間は30.4分となった。

10～19分の利用が最も多く、長時間になるほど利用回数が減少する傾向が見られた。90分以上の長時間の利用もあることがわかった。

表-1 ステーションの時間帯別利用回数

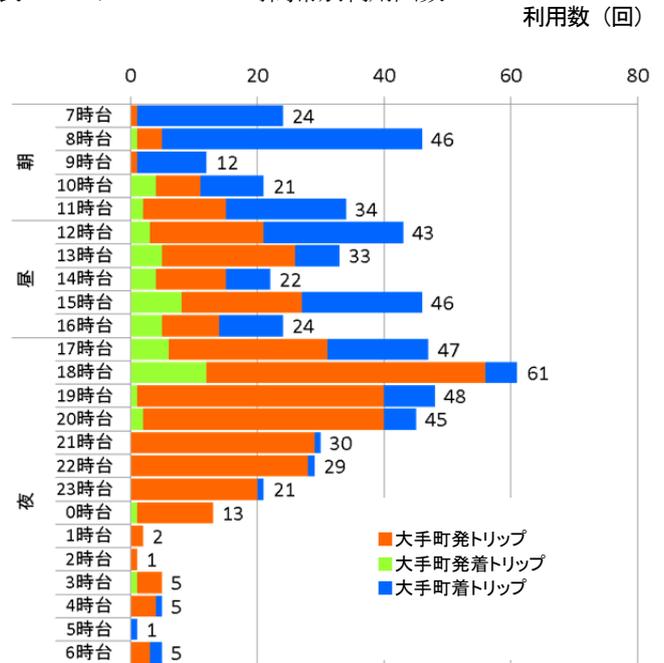
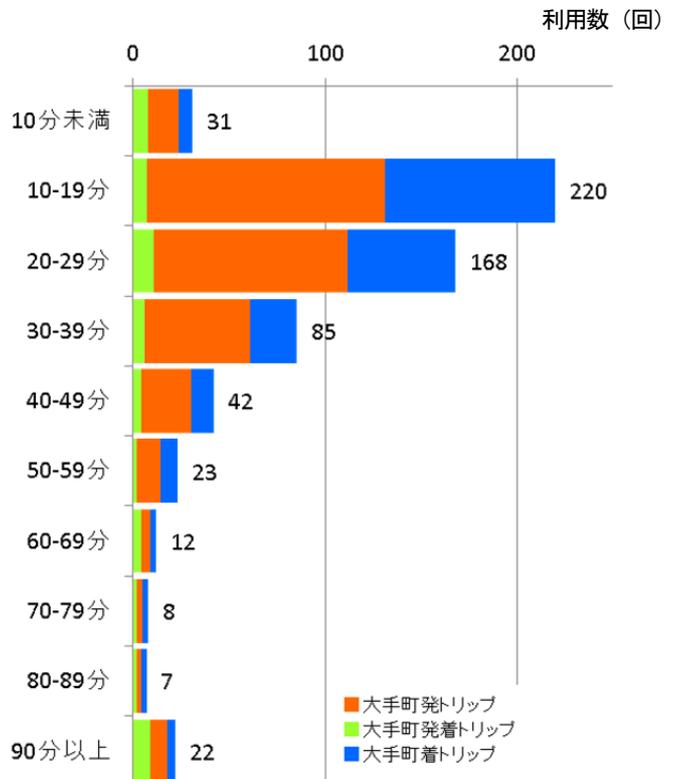


表-2 ステーションの乗車時間別利用回数

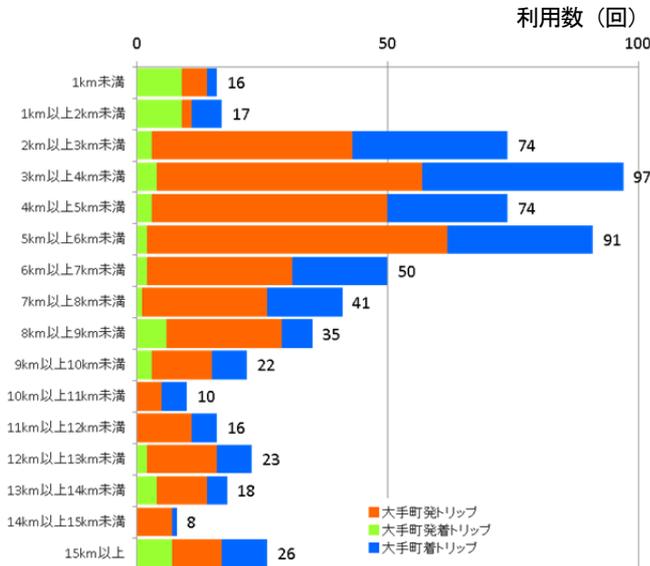


(3) 移動距離の状況

期間中のステーションを発着した車両の移動距離を1km単位で表-3に示す。

平均移動距離は6.0kmで、3~4kmの利用数が最も多い。

表-3 ステーションの乗車距離別利用回数



(4) 考察

a) 利用時間帯からみた交通モードの選択

朝の到着回数が多いことは、地下鉄への乗り換えや、ステーション付近にある目的地への最終トリップとしての利用が推察される。

夜間に出発回数が多いことは、ステーション付近からの最終目的地への利用が推察される。

b) 利用時間と距離からみた交通モードの選択

表-3を参照すると、利用時間に対して距離のデータが分散していることから、利用時間中全てが移動時間ではないと考えられる。例えば、目的地へ行くための手段として使われるだけでなく、目的地へ行き滞在して用を済ませたら車両を返却する使われ方もあると考えられる。

c) ライジングボラードの有用性

ステーションへ入庫、出庫の際にライジングボラードを操作するが、これまでに大きなトラブルや事故は発生していない。

d) 実験開始後の変更点

実験開始後、安全対策を実施した部分も複数ある。路上待機を行う通行車両が図-5のようにステーションの隣に頻繁にいるために、運営車両のステーションの出入りが円滑に行われないことがあった。そこで図-5の左のような法定外看板を設置した。また、ライジングボラードは下降するのを待たずに通行することにより不具合が生じることがあった。そのため、下降すると転倒する青いランプを確認の上で出庫するよう促し、図-5の右の看板

を設置した。



図-5 実験開始後の看板設置状況

4. 今後の取り組み

前章の考察を具体化させるためには、利用目的、OD、新たな交通機関の組み合わせ等を調査し明らかにすることが必要である。

また、引き続き安全性の検証も必要である。歩道を切り欠いて設置したステーションのため、歩行者の通行の妨げとなっていないか、乱横断がないのか、出入り時に国道の走行車両との危険挙動がないか、調査等を実施していく。

さらに、カーシェアリング社会実験協議会にて、検証を行うよう議題となった事項について取り組んでいく。具体的には、「利用者はどのような層なのか」、「従来の交通モードの選択とどう変わったのか」、「気象条件により変わるのか」等の意見を頂いており、アンケートの作成や利用実績の分析手法に反映させ、カーシェアリングの回遊性を検証し、有効性の評価を行う。

利用開始時には、報道関係者を対象とした説明会は参加多数であり、報道がなされた。世間ではシェアリングの普及が追い風となり、カーシェアリングへの着目度も高まっていると言えるだろう。道路空間を活用した今回のカーシェアリングが、交通モードの連携による多様な選択を可能にするのか、その他にどのような効果をもたらしていくのか検証していきたい。

参考文献

- 1) 国土交通省：モーダルコネクト検討会第1回配付資料
- 2) 国土交通省道路局交通安全課道路交通安全対策室：ライジングボラード事例集2016（2016年）
- 3) 国土交通省都市局・自動車局：超小型モビリティ導入に向けたガイドライン～新しいモビリティの開発・活用を通じた新たな社会生活の実現に向けて～（2012年）

歩道除雪車の作業ガイダンス装置の開発

前田 光昭¹・長谷川 崇¹

¹北陸地方整備局 北陸技術事務所 施工調査・技術活用課 (〒950-1101 新潟市西区山田2310番地5)

除雪機械の熟練オペレータが高齢化及び減少し、担い手不足となっている。歩道は車道に比べ、段差、乗り入れ、障害物（マンホール、標識、植樹、バス停等）が多く存在し、除雪作業の際には運転操作に注意を要する場面が多い。このことから経験の浅いオペレータでも安全に操作可能とするためICT（情報通信技術）を活用した作業支援装置（ガイダンス装置）の開発を行ったものである。

キーワード 情報化施工, 除雪, 歩道, 作業支援, 担い手不足, VSP, 作業ガイダンス

1. はじめに

北陸地方整備局では、管内3県（新潟県・富山県・石川県）の直轄国道管理区間14路線、合計約1,079kmの冬期道路交通を確保するため、約500台の除雪機械を配備し除雪作業を実施している。

除雪作業の現場において近年、除雪オペレータの高齢化が進んでおり、熟練除雪オペレータの引退に伴う担い手の確保が重要な課題となっている。一方で除雪機械の運転は路面状況、道路構造、沿道状況等の変化に合わせた作業装置の操作が必要であり、その技能の習熟には相当の期間を要する。

このような背景のもと北陸地方整備局では、今後さらに深刻化が予想される熟練除雪オペレータ不足への対応と作業の安全性向上を目的に、ICT（情報通信技術）を活用し、除雪作業をアシストするガイダンス装置の開発検討に取り組んでいる。これまでに「凍結防止剤散布車」及び「ロータリ除雪車」のガイダンス装置を開発し、順次現場への導入を進めてきた。本報告では歩道除雪車の作業ガイダンス装置の開発を行ったので報告する。

2. 歩道除雪車の作業実態とガイダンスの必要性

歩道除雪作業の際には、オペレータに対し安全教育を行うとともに工区内の地形、障害となる構造物、危険箇所について常に注意を払う必要がある。特に歩道は段差、乗り入れ、マンホール、道路標識、植樹等の除雪作業に支障となる障害物が多く、経験の浅いボランティアサポート（VSP）が歩道除雪作業に携わることもあり、雪で覆われた障害物などを知らせるといった、オペレータをアシストすることが求められている（写真-1、図-1）。

このような状況から、歩道除雪車の作業ガイダンス装置の開発を行ったものである。



写真-1 歩道除雪作業の課題

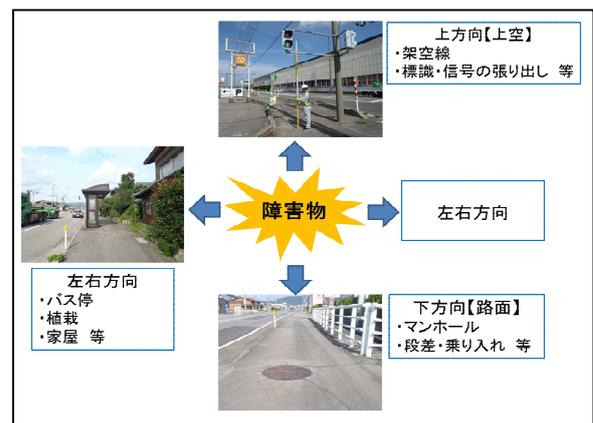


図-1 障害物の実態

3. ガイダンス装置の検討

(1) ガイダンス内容検討

北陸地方整備局管内の歩道除雪作業における代表的な工区に作業実態のヒアリングを実施し、併せて障害物の現地確認を行い、危険作業の実態、希望するガイダンス

要望等を整理した。その結果から、「障害物」と「投雪禁止区間」のガイダンス機能を実装することとした。

(2)ガイダンスデータ登録方法の検討

ガイダンスに必要な、障害物と投雪禁止区間の位置（座標）データを容易に作成できることをコンセプトとして、ガイダンス装置（車載端末）にデータ登録及び編集機能を実装した。降雪期前に作業箇所を走行し、オペレータが障害物や投雪禁止区間等を登録できる。

(3)ガイダンス装置の機器構成

歩道除雪作業ガイダンス装置の調達・保守を容易とするために市販製品の組み合わせで構成することとし、必要な性能を有する製品の市場調査を実施した。

【ガイダンス装置（本体・表示）】

視認性、歩道除雪車の運転室内の設置スペース・環境及び、開発・調達の容易性を考慮し、7～10インチサイズの市販タブレット PC（防塵・防滴仕様）をガイダンス装置本体兼表示装置として選定した。

【測位方式】

測位方式は、歩道除雪車での作業速度を想定したうえで精度と機器価格、運用経費を勘案し選定した。GNSS単独測位方式では除雪作業を行うには誤差が大きすぎることから、±1m程度の誤差に収まる D-GPS 方式を選定し、ガイダンス装置として現場での実用上支障がないか確認を行った(図-2、表-1)。

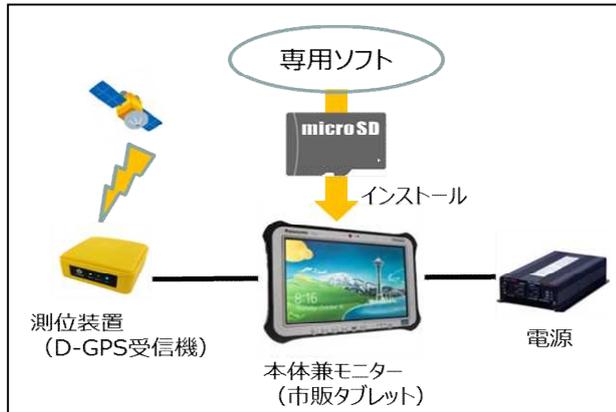


図-2 ガイダンス装置機器構成

表-1 測位方式の比較

測位方式	概要	精度	機器価格	備考
GNSS (単独測位)	GPS (アメリカ)、GLONASS (ロシア) 等、衛星を用いた測位システムの総称	3m~十数m	5千円~5万円	測位精度の誤差が大きすぎる
D-GPS (デュアルチャネルGPS)	衛星信号、FM波、ビーコン等から補正情報を得て測位を行う。 ※今回は衛星信号で検討	30cm~1m	10万円~70万円	
RTK-GNSS (VRS方式)	インターネット経由で補正情報を受信して測位を行う。現場の基準局の設置が不要。	1~2cm	100万円~	補正情報利用料・通信費 25万円 / 1シーズン

4. ガイダンス用ソフトウェア

ソフトウェアは開発・改良が容易なようにWindows10で動作するものとし、デモソフトを使用してオペレータへヒアリングを行い、出された意見を仕様で反映させ、現場において使い勝手がよいものとなるよう配慮した。

(1)ガイダンス機能

事前に登録されたデータをもとに、ガイダンス装置の画面に周辺地図及び、障害物と投雪禁止区間の位置・方向・種類・距離を表示し、障害物と投雪禁止区間に接近すると画面表示と音でオペレータへ注意喚起を促す機能を検討した(図-3)。

周辺地図は、一般公開されている電子国土地図データを表示させることとし、専用のソフトにより簡単な操作で取り込みが可能なものとした。障害物警告は、除雪車が設定された距離内に接近すると、画面表示と警告音でオペレータへ注意を促す(図-4)。

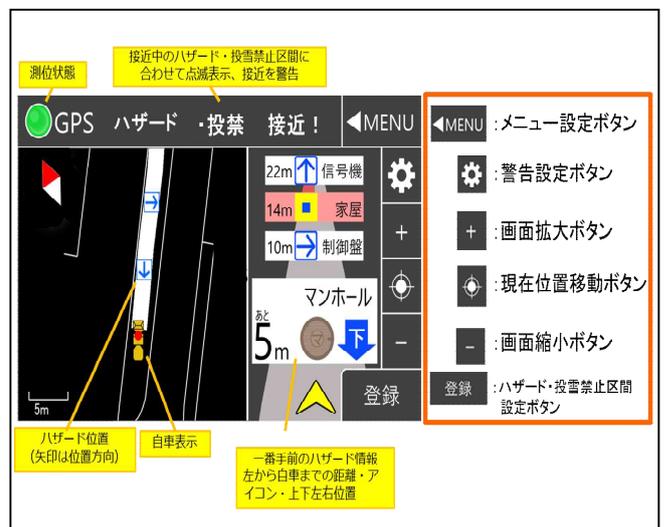


図-3 ガイダンス表示の画面

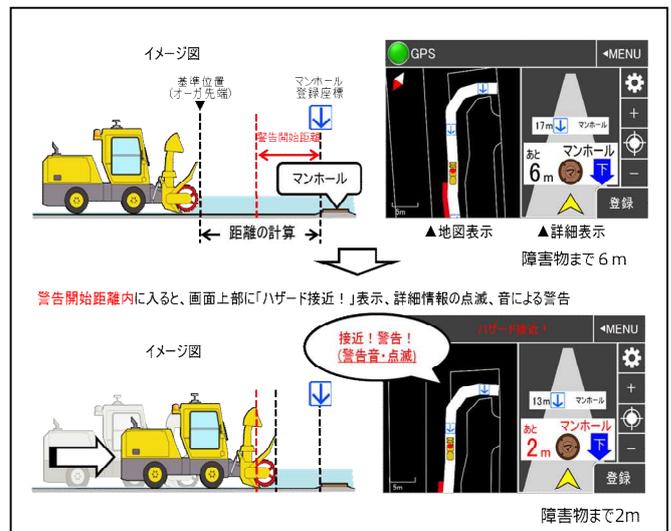


図-4 障害物のガイダンス内容

投雪禁止区間警告は、設定された距離内に接近すると警告を行い、投雪禁止区間は画面内の走行軌跡（白線）に沿って赤いラインで表示されるようにした。また、投雪禁止区間の手前では区間までの距離と禁止理由などを、投雪禁止区間に入ると終点までの距離をオペレータへ提供することとした（図-5）。

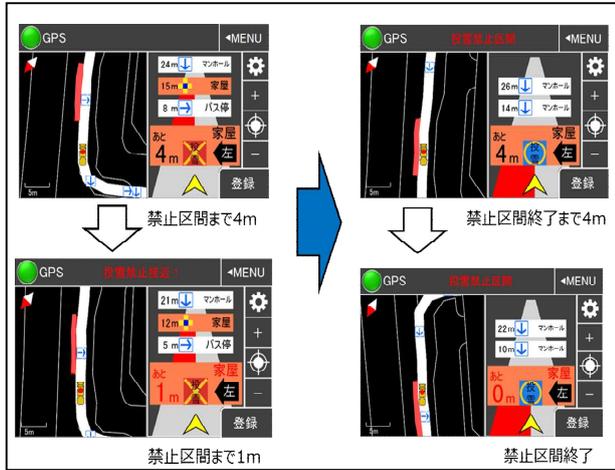


図-5 投雪禁止区間警告

(2) ハザード登録機能

ハザード（障害物や投雪禁止区間）を登録できる機能である（図-6）。

登録したい位置で除雪車を停車し、所定のボタンを押すだけでその座標が登録され、その後にハザードの種類、存在方向について選択式で入力する方式とした。これにより現地測量作業を必要とせず、簡単に障害物を登録することが可能となった。

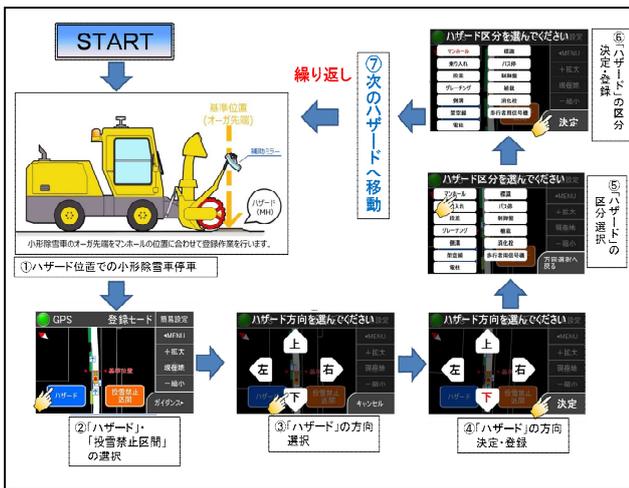


図-6 ハザード登録機能の画面

(3) データ編集機能

データ編集機能は、登録された障害物と投雪禁止区間の編集を行う機能である。データの編集は障害物の方向と種類の修正・消去を可能とした（図-7）。



図-7 データ編集機能の画面

5. 現地適応性検証

開発した作業ガイダンス試作装置を、長岡国道事務所の宮本工区（新潟県長岡市）に配備されている歩道除雪車1台に取付け、国道8号の歩道除雪作業区間において検証試験を実施した（写真-2）。

実施場所：長岡国道事務所 宮本工区（新潟県長岡市）

国道8号歩道部（L=6.7km 67.4～74.0kp）

試験車両：小形除雪車 1.0m級

試作装置の主な仕様：

【ガイダンス装置本体】

タブレットPC（7インチ、Windows10）

防水防塵性能 IP65

【GNSS受信機】

測位方式 DGPS



写真-2 取り付け状況

(1) ハザード登録機能の検証

ガイダンス装置を取り付けた歩道除雪車を使用し、降雪期前に実際の除雪作業路線を走行しながら、作業障害物、投雪禁止区間等のハザードを登録し、操作性について検証を行った（写真-3）。なお、運転及び登録操作は当該工区を担当するオペレータに依頼した。

実施日時：平成 28 年 12 月 13 日

計測・登録データ

計測延長	6,320m (上下線累計)
障害物登録数	116 箇所
投雪禁止区間	20 箇所
所要時間	4 時間

データ登録は、登録箇所が多い区間で1時間当たり約1km、少ない区間で1時間当たり約3kmの登録ができた。オペレータが慣れてくると、停止→登録→発進が1回当たり10秒程度となり作業性は良好だった。



写真-3 障害物・投雪禁止区間登録状況

(2) ガイダンス機能の検証

実際の歩道除雪作業でガイダンス装置を使用し、使い勝手(有効性, 操作性, 視認性, 測位の安定性)及び耐久性の検証を行った(写真-4)。

検証期間：平成 29 年 1 月 10 日～2 月 20 日

期間中の実稼働：10 時間, 出動回数 3 回

検証はオペレータへの聞き取りと、装置のログ解析により実施した。検証期間中の測位の安定性, 視認性, 操作性は良好で作業ガイダンス装置の効果が確認できた(表-2)。



写真-4 歩道除雪作業状況

表-2 歩道除雪車作業ガイダンス装置検証結果

検証項目	結果
測位の安定性	<ul style="list-style-type: none"> ・本体起動時間は 30 秒～1 分程度, 起動後は安定して測位できた。 ・障害物(立木、家屋)等の陰では一時的に測位不能となるが、ソフトで異常値を排除し、座標を平準化する補正処理を行っているため問題なし。
機器の耐久性	1 シーズン延 10 時間の使用で不具合はなく, 使用できることを確認した(長期耐久性については今後引き続き検証する必要がある)。
視認性・操作性	<ul style="list-style-type: none"> ・画面は見やすく, 分かりやすい。操作も簡単との評価を受けた。 ・警告音は聞き取り難い場合があるため改良を検討する必要がある。 ・装置の取り付け場所は運転室内が狭いため, オペレータの要望により調整予定。
装置の効果	今回はベテランオペレータのため作業速度, 障害物との接触回避に変化はみられなかったが, 若手の育成には効果的という意見を得た。

6. 今後の課題

試作装置を取り付けた歩道除雪車の平成 28 年における出動回数は 3 回, 延べ稼働時間は 10 時間と短かった。実作業での長期耐久性検証及び, オペレータから意見のあった警告音や取り付け位置の最適化について, 今後引き続きフォローアップを行っていく予定である。また, 今回開発した歩道除雪車のガイダンス技術をもとに, 既開発の凍結防止剤散布車, ロータリ除雪車の作業ガイダンス装置改良検討及び, 一次除雪機械の作業ガイダンス装置の開発検討に着手している。

7. おわりに

今回開発したガイダンス装置を使用することで, 経験の浅いオペレータはもとより熟練オペレータにおいても, 大雪や吹雪など視界の悪い状況でも障害物と投雪禁止区間の把握が可能となり, 除雪作業の効率性及び安全性向上に寄与するものと期待される。なお, 「みちびき(準天頂衛星システム)」が 2018 年までに 4 機体制となり, GPS 衛星と併せて常時 8 機の衛星を利用でき, 安定した高精度測位が可能となる。今後は, 測位精度の向上, 作業装置の高度化など更なる発展を目指していく。

道路橋床版の打替え・補強における超高強度繊維補強コンクリートの適用性の評価

北川 寛和¹・渡邊 有寿²

¹中日本高速道路(株) 環境・技術企画部 技術企画・開発チーム (〒460-0003名古屋市中区錦2-18-19)

²鹿島建設(株) 技術研究所 土木材料グループ (〒182-0036東京都調布市飛田給2-19-1)

国内の高速道路の大規模更新・大規模修繕事業において、鉄筋コンクリート床版（以後、RC床版）の撤去・取替えが基本方針となっているが、耐荷性や耐疲労性の向上を目的とした「上面増厚」や外来塩分により劣化したRC床版の耐久性の回復・向上を目的とした「上面打替え」も視野に入れた事業計画となっている。筆者らは、後者（RC床版の増厚や打替え）において、超高強度繊維補強コンクリート（UFC）の優れた性能を活用し、既設床版の機能を向上するための研究開発を進めている。本稿では、その進捗を概説するとともに、研究開発の一環として実施した小規模施工実験の結果を中心に報告する。

キーワード 超高強度繊維補強コンクリート、床版打替え・補強

1. はじめに

超高強度繊維補強コンクリート「UFC (Ultra high strength Fiber reinforced Concrete)」(以降、UFC)は、優れた強度特性(圧縮強度 150N/mm^2 以上、引張強度 5N/mm^2 以上、ひずみ硬化特性)、高い物質浸透抵抗性(普通コンクリートと比較して、透気係数が約 $1/1,000$ 、塩化物イオン拡散係数が約 $1/100$)を有するセメント系材料である¹⁾。UFCは、プレキャスト部材として利用される事例が多いが、海外では、コンクリート構造物の補修・補強に場所打ち施工で利用される場合も増えてきており、これまでに50以上の橋梁や建物に適用がなされている²⁾。本稿では、国内の高速道路橋のRC床版の増厚や打替えにおける、UFC適用の可能性について検討を進めている項目のうち、小規模試験施工実験の結果を中心に報告する。

2. 既設床版の機能向上の概念

RC床版の上面打替え工法における機能向上の概念を図-1に示す。従来工法として考えられる手法としては、劣化した床版上面のコンクリートをウォータージェットで除去し、鉄筋を残した状態で鋼繊維補強コンクリート(SFRC)を打ち込むことになる。その場合、鉄筋背面へのコンクリートの廻込み不良やそれに伴う既設コンクリートとの一体性の低下が懸念される。また、劣化因子の浸透に対する抵抗性を高めるためには防水層の施工が必要となる。さらには、構造設計上、鉄筋の追加配置や増厚が必要となる場合も想定され、その場合には、下部工の補強も余儀なくされる。打替え用の材料として、強度特性、物質浸透抵抗性に優れたUFCを薄層で活用することで、構造的、耐久性、維持管理性に優れた道路床版にアップグレードできるものと考えている。

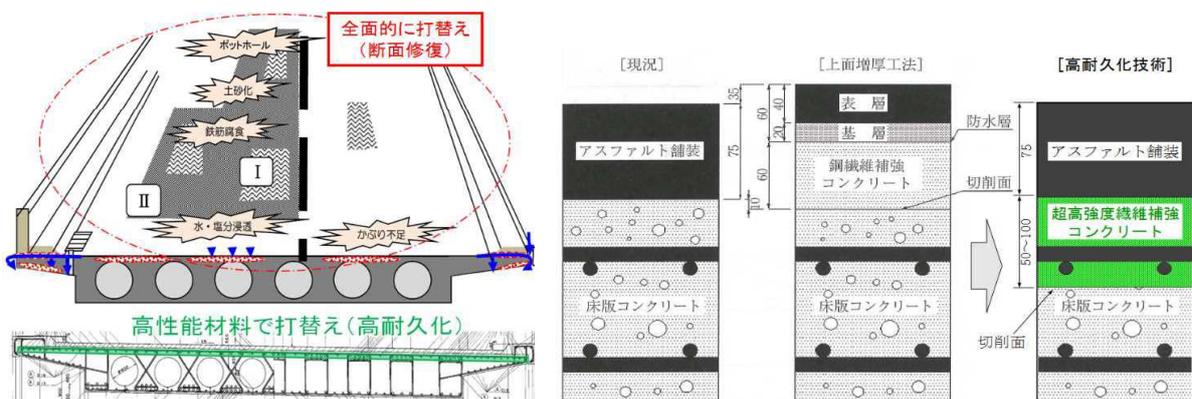


図-1 機能向上の概念 (RC床版の打替え・増厚)

3. 研究開発の概要と進捗

研究開発は、(1)既存UFCの適用性評価、(2)UFCの仕様、材料・配合に関する検討、(3)施工方法・施工機械に関する検討に大別して進めている。

3.1 既存UFCの適用性評価（小規模施工実験）

既存UFCは、単位結合材量が多く、自己収縮量が大きい。そのため、既設RC床版の上面に薄層に広がりを持って打ち込んだ場合、鉄筋やはつり面の凹凸に収縮が拘束されてひび割れが生じたり、反上がりや界面剥離が生じたりすることが懸念される。そこで、まずは、既存UFCを用いた小規模施工実験を行い、解決すべき課題を抽出した。実験では、供用中のRC床版の諸元に做った模擬床版を製作し、UFCの施工性を確認するとともに、硬化過程における変形挙動やひび割れの発生状況を観察した。詳細は後述する。

3.2 UFCの仕様、材料・配合に関する検討

UFCが場所打ちにより床版上面に薄い層（50～100mm）として施工された場合、UFCの収縮が既設床版により拘束されほぼ一軸状態の引張応力が発生することとなる。また、橋梁では床版の張出し部や中間支点上近傍においても、作用する荷重により、同様の一軸状態の引張応力が発生することとなる。床版の補修・補強の材料としてUFCを適用するためには、引張特性を直接引張試験により正確に把握する必要がある。これまでのUFCの直接引張試験は、厚さ10mm程度の平板供試体で実施され、繊維が荷重の作用方向と同じ向きに配向されやすい状態で行われてきた。本研究開発では、増厚や打替えの層厚を考慮し、繊維が3次的に配向する寸法を有する供試体で、新たな一軸引張試験装置により、UFCの一軸引張挙動を評価しているところである。³⁾

一方、UFCの施工に際しては、製造から運搬、打込みまでの作業性はもとより、仕上げ性が重要となる。高速道路では、地形条件に沿った縦断勾配に加えて、カーブや排水を考慮した横断勾配があり、これらを精度良く仕上げるためには、既設床版の鉄筋背面への充填性を確保しつつ、「だれ」を生じさせないための性状が必要となる。現在、UFCにだれ防止性を付与する検討を進めており、5%程度の勾配であれば対応できるようになっている。

3.3 施工方法・施工機械に関する検討

高速道路床版の上面打替えにUFCが大規模に適用された例を写真-1に示す。総延長2.1kmの打替えにおいて、現場近傍に設けた専用バッチャープラントでUFCを40m³/日で製造し、専用の機械で打込み・敷均しがなされた。国内工事においては、通行止めによる道路閉鎖、供用しながらの車線規制など施工時の制約に応じた施工

方法を選定する必要がある。そのため、現存する施工機械の適否や新たな機械の開発の要否を見極めるため、比較的規模の大きい施工実験を行う計画である。



写真-1 海外での施工事例

4. 小規模施工実験

4.1 模擬床版

施工実験で用いた模擬床版を図-2に示す。中空RC床版の上縁80mmをUFCで打ち替えることを想定して、4,000×2,000×厚さ280mmのRC床版を製作した。配筋は実際に供用されている床版を再現した。打継面はウォータージェットでの研り面を模擬すべく、既設コンクリートの打込み後に凝結遅延剤を散布して洗出し処理した。模擬床版は、全部で3体製作し、UFCの配合、接着剤の塗布、初期養生方法を変化させた。実施ケースを表-1に示す。

表-1 実施ケース（小規模施工実験）

床版 No.	配合	接着剤	湿潤養生
1	A 収縮低減型UFC (実績配合)	塗布せず	シート養生1日
2			なし
2	B 配合A +膨張材10kg/m ³	額縁状に塗布	シート養生1日
3			なし
3		塗布せず	湛水養生1日

4.2 UFCの配合

実験に供したUFCの配合を表-2に示す。UFCは、国内で場所打ちによる橋梁建設⁴⁾に使用された実績のある収縮低減型のもの（配合A）と、さらなる収縮抑制を試行して膨張材を10kg/m³混和したもの（配合B）の2種類とした。

表-2 実験に供したUFCの配合

配合	水結合材比 (%)	空気量 (%)	単位量 (kg/m ³)						鋼繊維*1 (kg)
			水*1	結合材*2	膨張材*3	骨材	収縮低減剤	高性能減水剤	
A	15.2	2.0	195	1,287	—	905	12.9	32.2	137.4 (1.75vol.%)
B	15.2	2.0	195	1,287	10	895	12.9	32.2	137.4 (1.75vol.%)

*1:高性能減水剤中の水分を含む

*2:エトリンガイト生成系プレミックス結合材(収縮低減型)

*3:エトリンガイト・石灰複合系低添加型膨張材

*4:繊維長15,22mmのブレンド、径0.2mm、引張強度2,000N/mm²以上

4.3 接着剤

薄層で打ち込まれたUFCの収縮や反上がり変形に対して、既設床版への接着剤塗布の有無が一体性に与える影響を確認するため、床版No.2は、NEXCO構造物施工管理要領（2016年7月）に準じて額縁状に接着剤を塗布した（図-2）。使用した接着剤は、付着オーバーレイ工法や増厚工法用として開発されたエポキシ樹脂接着剤であり、UFCと同種材料との適合性が確認されている⁹⁾。

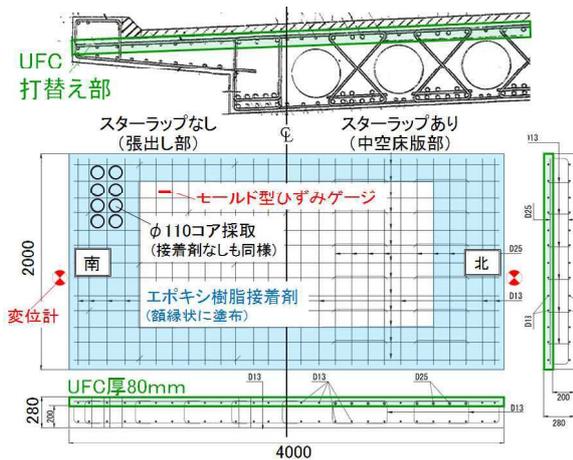


図-2 模擬床版（中空床版を再現）

4.4 UFCの製造・打込み・仕上げ・養生

UFCの製造は、練混ぜ量0.2m³/バッチとし（パン型ミキサ、容量0.38m³、回転数60rpm.）、材料投入、鋼繊維の攪拌を含む練混ぜ、品質管理で30分の製造サイクル（0.4m³/h）とした。UFCの運搬・打込みにはバケットフォークを用い、突き棒による軽微な締固めの後、金ごて仕上げを行った。配合Aを打ち込んだ床版No.1およびNo.2については、各床版の中で不織布を敷いて散水したうえでビニールシート養生した箇所と、何も養生しない箇所の2区間を設けて初期養生方法の違いを観察した（写真-2）。配合Bを打ち込んだ床版No.3は、上面全体を湛水養生した。養生期間は1日間とした。



写真-2 初期養生の状況（床版No.2）

4.5 測定・評価項目

測定および評価項目を表-3にまとめて示す。UFCのフレッシュおよび硬化後の性状の測定のほか、施工性、ひ

び割れの発生状況を観察した。また、打込み後の床版の挙動として、反上がりや付着界面のずれ、長さの変化を、埋込み型ひずみ計によるUFCのひずみとともに測定した。さらに、既設コンクリートとUFCの一体性を評価するため、コア供試体を採取して引張試験を実施した。

表-3 測定・評価項目一覧

測定項目	測定方法	備考	
まだ固まらないUFC	練上がり温度	JIS B 7411	—
	モルタルフロー	JIS R 5201	落下・打撃なし
	空気量	JIS A 1128	—
硬化したUFC	圧縮強度	JIS A 1108	—
	ひび割れ発生強度	UFC指針 ¹⁾ による	JSCC-G52の方法で求めた曲げひび割れ発生強度・曲げ強度から算出
	引張強度	UFC指針 ¹⁾ による	無拘束自由ひずみ（自己収縮+乾燥収縮）翌日に脱型し、床版と同じ環境にて測定
	自由収縮ひずみ（□100×L400mm）による	埋込み型ひずみ計による	コア供試体で測定
	細孔量	水銀圧入法	—
施工性	打込み性	目視観察	—
	充填性	目視観察	—
	仕上げ性	目視観察	—
ひび割れ	初期	近接目視観察	プラスチック収縮ひび割れに着目
	中・長期	近接目視観察	自己収縮・乾燥収縮に伴うひび割れに着目
床版の挙動	床版の反り上がり	変位計による	図-5 参照
	界面のずれ		
	床版の長さ変化	埋込み型ひずみ計による	既設コンクリート・鉄筋に拘束された条件下での全ひずみ
	UFCの全ひずみ（床版上面）		
一体性	引張試験	JHS-434	①引張試験 ②温水負荷後の引張試験 ③温水負荷・水浸疲労後の引張試験

5. 小規模施工実験の結果

5.1 UFCの性状と施工性

UFCの施工状況を写真-3に示す。UFCのモルタルフローが225～275mmの範囲では、流動性に優れ、鉄筋背面の隅々にまで充填されることが確認され、運搬・打込みの際に特段の課題は見受けられなかった。しかし、実験時の温度条件（外気温32℃、練上り温度39℃）や製造・供給速度（0.4m³/h）の制約から、打込みの待ち時間が生じ、時間経過に伴って流動性が低下する状況も生じた。その場合には、タンピングによる締固めを行うなど、労を要したのが実状である。勾配を有する床版の実施工では、だれ止め性を付与したUFCを打ち込むことになり、その場合の敷均し、締固め、タンピング、仕上げの手法や施工機械の選定が、今後の検討課題として抽出された。

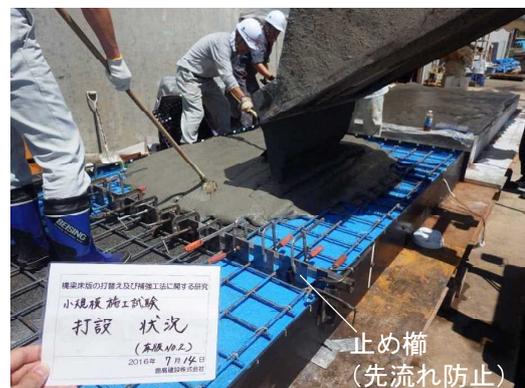


写真-3 施工状況（小規模施工実験）

5.2 養生方法とひび割れ

配合Bを用い、湛水養生した床版No.3には、打込みから1ヶ月経過した段階でも目視確認できるひび割れは発生しなかった。一方、配合Aを用いた床版No.1およびNo.2の上面には、図-3に示すようなひび割れが発生した。打込み完了後に不織布を敷いて散水を行い、シートを被せて初期養生した部分（上半分）には目視確認できるひび割れが発生しなかったのに対し、初期養生を行わなかった部分（下半分）には全面にわたってひび割れが発生した。ひび割れは、打込み完了後直ちに生じたプラスチック収縮ひび割れであり、打込みから1ヶ月間の観察においてもひび割れ幅・本数に変化はみられなかった。なお、ひび割れの発生状況や挙動は、床版No.1とNo.2に有意な差は見られず、接着剤の塗布がひび割れの発生に及ぼす影響はほとんどないと判断された。

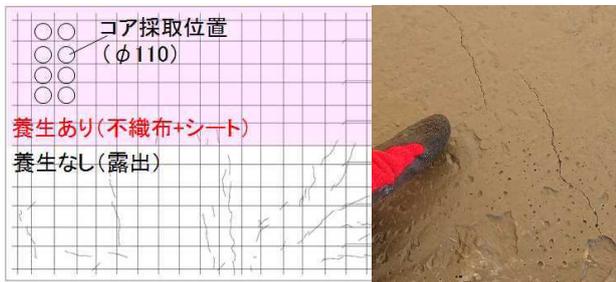


図-3 ひび割れ発生状況（床版No.2, 配合A）

5.3 収縮とひび割れ

無拘束状態とした直方供試体①と模擬床版②で計測されたUFCの収縮ひずみの測定結果を図-4および表-4に示す。なお、模擬床版に設置したモールド型ひずみゲージの向きは、収縮が大きいと想定される長辺方向（南北方向）とした（図-2）。結果より、計測されたUFCの収縮ひずみには、配合による相違が認められ、膨張材を添加することで収縮が緩和されたことが分かる。ただし、直方供試体のひずみ差（約350 μ ）に比べて、模擬床版のひずみ差（約250 μ ）が小さくなる傾向を示した。また、直方供試体のひずみと模擬床版のひずみの差も配合Bの方が小さくなる傾向を示したことから、供試体レベルで評価される膨張材の効果が実施工レベルでは軽減されてしまう可能性があると考えられた。

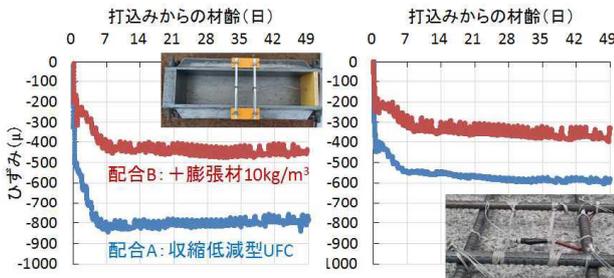


図-4 UFCの収縮ひずみ（供試体/模擬床版）

模擬床版に打ち込まれたUFCには、その収縮が周囲の

鉄筋や下面のコンクリートに拘束されるため、計測された収縮ひずみに相当する引張応力（拘束応力）が発生していることになる。しかし、初期養生がなされていればひび割れは発生しておらず、UFCの引張強度が、発生した引張応力を上回っていたものと判断される。なお、初期の発生応力については、UFCの弾性係数の発現、ごく微細なひび割れの発生に伴う応力の解放や鋼繊維の応力負担、クリープによる応力緩和など、未解明な点も多い。今後、詳細な検討を行い、初期ひび割れを防止するための手法について研究を進めていく。

表-4 収縮ひずみ（材齢49日）

	床版No.1 (配合A)	床版No.3 (配合B)	配合による ひずみ差
直方供試体の自由ひずみ①	800	450	350
模擬床版の全ひずみ②	600	350	250
ひずみの減少量①-②	200	100	—

*1: 直方供試体は6面乾燥状態

(いずれも打込み直後から計測)

*2: 模擬床版の計測は長辺(南北)方向

5.4 反上がり・長さ変化

床版の変形は、図-2および図-5に示すように、反上がりや長さ変化が最も生じると考えられる長辺方向の端部に変位計を設置して計測した。ここで、変位計の設置は脱型後であり、打込み後から2日間の水和初期段階での変形は計測できていない。計測結果の一例として、既設RC床版に対するUFCの相対変位量（鉛直方向、床版No.1, 配合A, 接着剤なし）を図-6に示す。床版端部のUFCの相対変位量は、マイナス方向（収縮）に卓越しており、反り上りの兆候や懸念していた既設RC床版からのUFCの剥離は生じなかった。また、UFCの配合や接着剤による優位な差はなく、床版面内において収縮や相対変位の大小はあると推察されるものの、いずれのケースもUFCと既設RC床版が一体となって変形したことが示された。

図-5 床版の変位計測

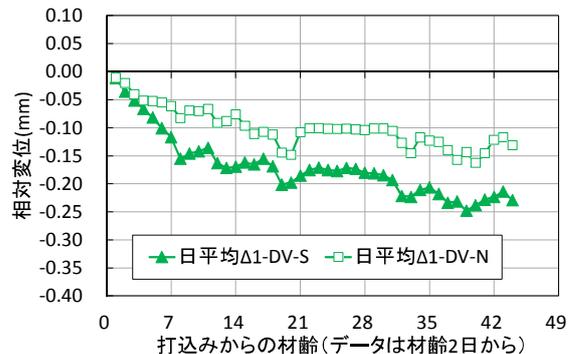
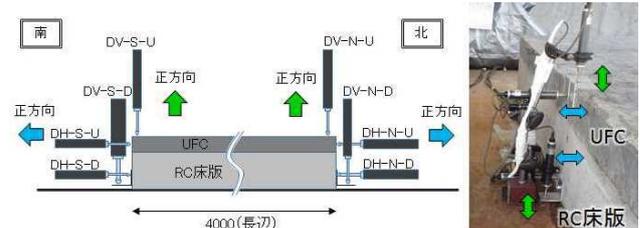


図-6 相対変位（鉛直方向、床版No.1）

5.5 UFCと既設コンクリートの一体性

模擬床版から採取したコア試料（図-3）を用いて、UFCと既設コンクリートの付着強度に関する試験を実施した。NEXCO試験法⁹⁾に準じた3種類の引張試験の結果を図-7に示す。破壊強度は、配合や収縮量、接着剤の有無によらず、全試料で1.0N/mm²を上回り、既設部の打継処理やUFCの施工が適切であれば、界面の付着は良好に得られることが確認された。一方で、接着剤の塗布については、付着の向上目的に反して異種材料の界面が2つ形成されること、その分だけ付着に関する不確実性が増すことも考えられ、今後さらなる検討が必要と考えている。

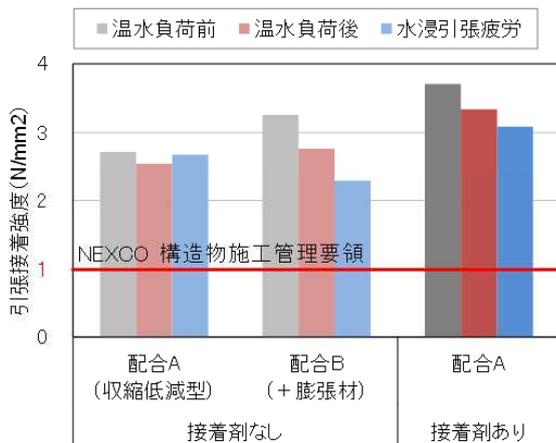


図-7 UFCと既設コンクリートの一体性

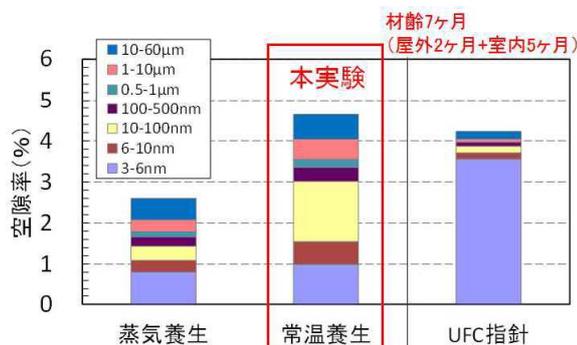


図-8 UFCの細孔径分布 (コア供試体)

5.6 現場打ちされたUFCの細孔構造

模擬床版No.2から採取したコア試料のUFC (配合A)の細孔量の測定結果を図-8に示す。比較として、蒸気養生 (85°C・24時間) した場合の結果も併記した。打込みから7ヶ月 (屋外2ヶ月、室内5ヶ月) 経過したUFCの空隙率 (60μm以下) は、蒸気養生のものよりもやや大きく、養生中の温度や水分の供給状態が影響していると推察された。本実験に供したUFCは、UFC指針¹⁾に示される標準材料とは異なる材料構成であり、両者の細孔分布には相違がある。ただし、現場打ちされた本UFCの空隙率は、UFC指針の標準材料と同程度であり、十分な緻密さを有すると判断された。今後、現場養生したUFCの塩分浸透性や透気係数などの耐久性データを拡充していく

予定である。

6 舗装との付着性能確認実験

既設RC床版とUFCの付着・一体性とともUFCとアスファルト舗装の一体性も重要である。そこで、小規模試験施工実験とは別に室内実験によって、その付着性能を評価した。

アスファルト混合物 (改質II型) とUFCの付着強度に関する試験を実施した。本試験においては、アスファルト混合物とUFCの付着強度を確保するため、付着材としてカオチン系ゴム入りアスファルト乳剤を用い、供試体は室内で作業した。供試体寸法はφ100mm×h100mm (上層アスファルト: 50mm, 下層UFC: 50mm) とし、作成した版からφ100mmのコア抜きを行った3体を試験に供した。試験条件は表-5に示すものとした。3供試体での試験結果は、図-9に示すものとなった。いずれも、アスファルト混合物とUFCの界面破壊となった。しかし、NEXCO構造物施工管理要領に規定されている付着が強度基準値0.6N/mm²を上回り、アスファルト混合物とUFCの施工が適切であれば界面の所定の付着強度が良好に得られることが確認された。

表-5 試験条件

試験条件	試験温度	23°C
	荷重速度	毎秒0.1N/mm ²
	上層供試体の種類	アスファルト混合物 (改質II型)
	下層供試体の種類	既存UFC (配合A)

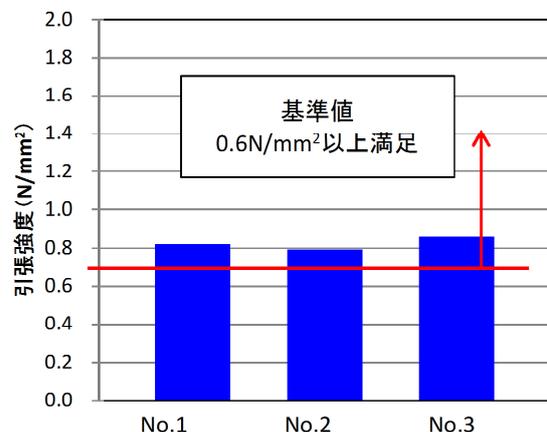


図-9 アスファルトとUFCの付着強度試験結果

7. おわりに

高速道路床版の増厚や打替えに、UFCを適用するための研究開発の概要と一部の成果について記した。小規模施工実験では、低収縮性を付与した既存UFCにより、良好な施工性と既設床版との一体性が得られること、初期に湿潤養生を行うことでひび割れの発生を防止できること、反りや変形は微小であることなどが知見として得ら

れ、工法としての実現性を確認することができた。また、UFCとアスファルトの付着特性に関するデータも得られた。現在、工法の確立に向けて、研究開発に鋭意取り組んでいるところであり、その成果は順次発表していきたいと考えている。

参考文献

- 1) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案），コンクリートライブラリー113，2004
- 2) Brühwiler, E.：“Structural UHPFRC”：Welcome to the post-concrete era!, Proceedings of the First International Interactive Symposium on Ultra-High Performance Concrete, Des Moines, Iowa, July 18-20, 2016
- 3) 牧田，北川，横田，本田，一宮：直接引張試験によるUHPFRCの引張特性に関する研究，土木学会第72回年次学術講演会，pp.1083-1084，2017
- 4) 渡邊，柳井，入内島，栖原：超高強度繊維補強コンクリート（UFC）を場所打ち施工したPC橋—小滝川橋—，コンクリート工学Vo.53, No.7, pp.629-634, 2015.
- 5) 国枝，管，熊部ら：超高強度ひずみ硬化型セメント系複合材料（UHP-SHCC）とコンクリート床版の付着特性に関する研究，土木学会第68回年次学術講演会，pp.875-876，2013.
- 6) 中日本高速道路（株）：NEXCO試験方法 第4編 構造関係試験方法 試験法434 増厚コンクリート用エポキシ接着剤の性能試験方法，2017.

経済的な地盤改良技術の改良効果 および設計法の提案

—グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良について—

橋本 聖¹・山梨 高裕¹・林 宏親¹

¹国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所 寒地地盤チーム（〒062-8602 札幌市豊平区平岸1-3-1-34）

本稿は、経済的で施工性に優れた軟弱地盤対策技術である『グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良』の改良効果を把握するため、試験施工の長期計測結果から、盛土の安定性およびジオテキスタイルの健全性について述べる。さらに、試験施工の計測履歴を二次元弾塑性FEM解析によって再現した結果を基に、改良率、盛土高、ジオテキスタイル引張剛性などをパラメータとしたパラメトリックスタディを実施し、不同沈下抑制効果に関する検討を行った。これらの検討結果を踏まえて、本工法を実施する上で必要な設計手法を提案した。

キーワード：軟弱地盤、地盤改良、ジオテキスタイル、設計法

1. はじめに

北海道には約2,000km²に及ぶ泥炭地が分布しているといわれている¹⁾。これは、東京都とほぼ同じ面積であり北海道総面積の約2.4%、平野部面積の約6%に相当する。一般的な泥炭層厚は3～5mであるが、この層の下には軟弱な粘性土層が存在するケースが多く、その厚さは泥炭層と合わせて20m以上に達することがある。

泥炭は含水比、強熱減量、間隙比、圧縮指数などは粘土と比較して極めて大きく、一方でせん断強さは著しく小さいことが知られており、このような地盤上に短期間で道路盛土を構築する場合には、セメント等を主体とした固結工法が採用されてきた経緯がある。セメント等による固結工法は短期間で改良効果が得られるが、プラスチックボードドレーン工法や真空圧密工法といった圧密促進工法と比較した場合、工事費は割高になることが多く、固結工法を採用する際には、如何に工事費を抑制するかが課題となっている。

そこで筆者らは、泥炭性軟弱地盤上に早期に盛土が構築できる経済的な『グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良（以降、本工法）』を開発して試験施工を行い、盛土の安定性や周辺地盤への変位抑制効果を確認するとともに、試験施工の計測履歴をベースとした二次元弾塑性FEM解析によるパラメトリックスタディを実施して、不同沈下抑制効果に関する検討を行った。これらの検討結果を踏まえ、本工法を実施する上で必要な設計手法について述べる。

2. グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良とは

『グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良』とは、軟弱地盤を柱状に固化処理する際に一般的に用いられる改良率（ $a_p=50\%$ ）より低改良率（ $a_p=10\sim30\%$ ）の改良体を盛土直下全面に配置し、その上に碎石層をジオテキスタイルで覆い囲んだ対策を併用した軟弱地盤対策工法である（図-1）。

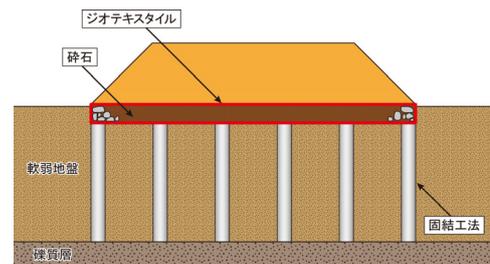


図-1 グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良

以下、本工法の特長について述べる。

- ① 一般的な設計と比較して改良体の本数を大幅に低減できるため、施工性の向上および建設コストの縮減に大きく寄与する。
- ② 「グラベル基礎補強」は一定の剛性が期待できる構造体として機能するため、改良体間の不同沈下量の低減を図ることが期待できる。
- ③ 「グラベル基礎補強」には盛土の安定性に寄与するせん断抵抗が期待できるため、未改良地盤の側方流動を抑制できる。

3. 本工法における試験施工

3.1 施工箇所と地盤特性

試験施工は、稚内市郊外の一般国道40号更喜内防雪事業区間で実施した。試験施工箇所における地盤の深度方向の土層構成および物理特性等を図-2に示す。

現場は広範囲に泥炭が分布する北海道北部のサロベツ泥炭地である。土層は地表面近くに泥炭 (Ap)，下に粘性土 (Ac1)，粘性土 (Ac2) が堆積し，その下に砂質土層 (As) と砂礫層 (Ag) を挟んで基盤とする砂岩 (Yt) が続く構成である。表層付近のAp層は、自然含水比 $w_n=300\%$ 程度と北海道泥炭としては比較的低含水である。Ap層下位のAc1層，Ac2層は $w_n=40\sim400\%$ ，強熱減量 $L_t=10\sim40\%$ ，湿潤密度 $\rho=1.1\sim1.3\text{g/cm}^3$ であることから有機質粘土と思われる。原位置試験の結果，地表面からGL-13.5mまで $N=0$ と極めて軟弱な状態であった。

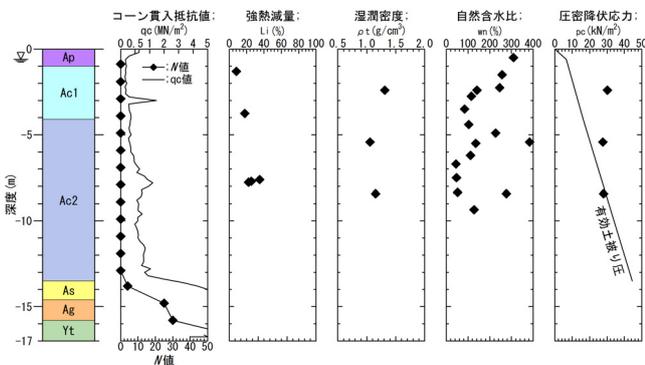


図-2 試験施工箇所の土層構成および物理特性

3.2 施工条件および計測機器

試験施工の断面図，平面図を図-3に示す。設計，施工の詳細は既往文献²⁾を参照されたい。施工は①固結工法 (中層混合処理工法：MITS 工法)，②グラベル基礎補強，③盛土の順に実施した。

MITS 工法で改良体を構築した後，改良体上の Ap 層を 0.5m 掘削してジオテキスタイルを敷設した。ジオテキスタイル上に切込み砕石 (0-80mm 級) を仕上り厚 $t=0.5\text{m}$ となるよう締固め度 $D_c=90\%$ で締固めし，その後ジオテキスタイルで切込み砕石を覆い囲んで板状にした。盛土は礫混り細粒分質砂 (SF-G) を用いた。施工は1次盛土として，拡幅盛土全幅 18m を 2 層 (盛土厚 $t=0.8\text{m}$) 施工した後，2 次盛土は盛土幅 10m を施工速度 30～60cm/day，3 次盛土では盛土幅 8m を同じく 10cm/day で計画盛土高 $H_p=3.2\text{m}$ まで構築した。

表-1 に計測した 3 つの項目および目的を示す。孔内傾斜計は改良体 1 箇所 (図-3 の B1) と改良体の外側の未改良地盤 (図-3 の B2)，改良体間の未改良地盤 (図-3 の B3) の計 3 箇所で開催した。沈下板は改良体直上に 3 箇所，未改良地盤 2 箇所に設置した。ひずみゲージは

グラベル基礎補強の上部と下部のジオテキスタイルに，それぞれ改良体直上と未改良地盤に設置した (図-3 の SHU1～5，SHD1～5，後述の図-7 参照)。

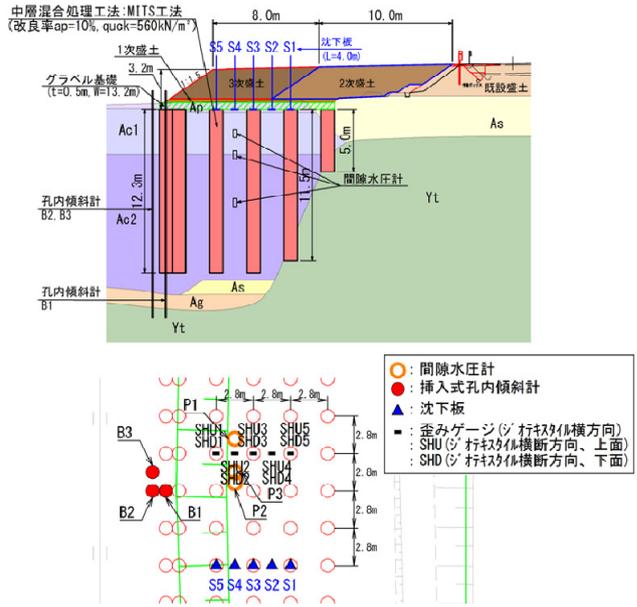


図-3 試験施工の断面図および平面図

表-1 計測項目と目的

計測項目	目的
孔内傾斜計	改良体や未改良地盤の地盤内変形量を把握する
沈下板	改良体や未改良地盤に生じる沈下量を把握する
間隙水圧計	過剰間隙水圧の消散過程を把握する
ひずみゲージ	ジオテキスタイルの応力状態を把握する

3.3 施工結果

(1) 沈下量

図-4 に盛土開始からの沈下履歴を示す。1 次盛土で拡幅盛土全幅 18m を 2 層 ($t=0.8\text{m}$) 施工したところ，各測定箇所でも急激に沈下が生じたため，一時的に盛土を中止した (図-4)。低盛土にも拘わらず沈下が生じた理由として，①：盛土荷重が改良体を介して改良体下に存在する非常に軟弱な粘性土 (Ac2) に伝達した，②：「グラベル基礎補強」は一定の剛性を見込める構造体として期待したが，急激な荷重増加にその機能が発揮されず，応力が未改良地盤に作用したと推測された。そこで，2 次盛土は図-5 に示すジオテキスタイルを重ね合わせた箇所を先行して盛土し，3 次盛土で残りの断面を施工した。

1 次盛土の開始から 3 次盛土構築後 3 年経過した改良体直上の総沈下量は 11～17cm，未改良地盤の総沈下量が 24cm で相対的な沈下 (不同沈下) 量は約 10cm であった。しかしながら，盛土表層部や法面部に凹凸やクラックは確認されず，盛土は健全な状態にあった。間隙水圧は各深度ともに盛土構築による水圧の上昇は小さく，静水圧に近い値で一定値を示している。これは，盛土荷重の大半がグラベル基礎補強を介して改良体に伝達し，未改良地盤にさほど応力が伝達しないためと考えられる。

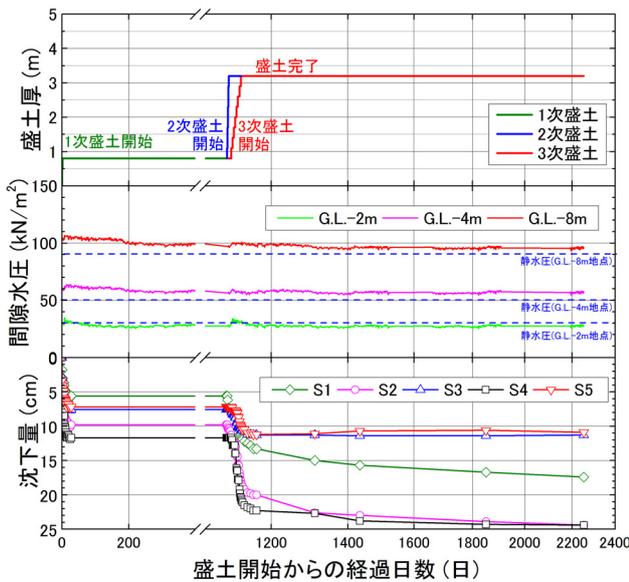


図4 沈下板の計測結果



図5 ジオテキスタイルの重ね合わせ部

(2) 地中変位

図-6 a)~c)は地盤内水平変位の計測結果である。1次盛土終了時の地盤内水平変位をみると、B1~B3のいずれも深度5m附近において最大水平変位量($\delta_h=30\text{mm}$ 超)が確認された。3.3(1)でも述べたが、この時点で一時的に盛土を中止した。その後、2次および3次盛土完了時と盛土を構築するに従って、地盤内水平変位量は大きくなる傾向にあった。しかしながら、3次盛土完了後から10ヶ月後、2年後、3年後の経時変化をみると、B1(改良体内)、B2(改良体背面部)およびB3(未改良地盤)の水平変位は最大 $\delta_h=30\text{mm}$ 程度の増加が確認されたものの、経時変化に伴う水平変位は収束傾向にある。

ここで、あらためてB1~B3をみると、いずれも1次盛土、2次盛土を構築した段階では深度5m附近をピークとした曲げ変形モードで呈しており、3次盛土以降では倒れ込むような挙動を示した。これらの変形モードや変形量を比較すると、変形量の違いはあるが概ね同じような挙動を示していることがわかる。また、低改良率にも拘わらず、未改良地盤に大きな側方変形などが確認されていない。これらを踏まえると、改良体と未改良地盤は一体とした挙動、すなわち、複合地盤として機能していると考えられる。

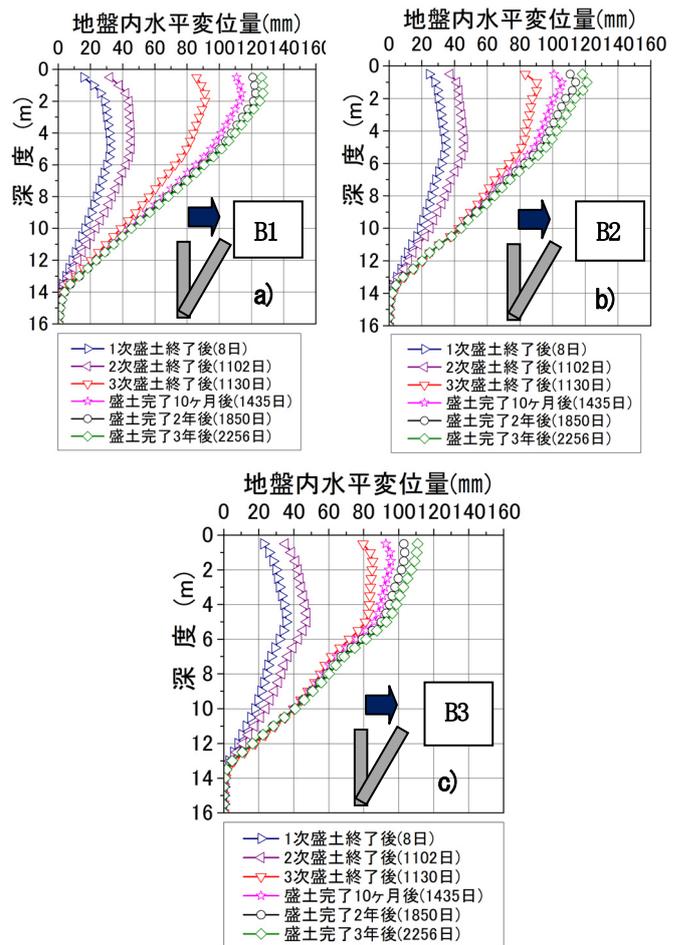


図6 地盤内水平変位の計測結果

(3) 補強材ひずみ

図-7 a), b)はグラベル基礎補強のジオテキスタイルに設置したひずみの経時変化である。図-7 a)はグラベル基礎補強の上側、図-7 b)は同じく下側のジオテキスタイルひずみである。ひずみ ϵ は+が引張りを示す。図をみると、1次盛土で生じたひずみは最大 $\epsilon=0.2\%$ 程度であった。この理由は3.3(1)でも述べたが、グラベル基礎補強が剛な構造体として機能せず、ジオテキスタイルに張力(ひずみ)が生じる応力が作用しなかったと考えられる。一方、3次盛土では盛土に伴ってひずみは増加する傾向にあり、特にグラベル基礎補強の上面はすべて(SHU1~SHU5)増加した。これは、グラベル基礎補強全体に引張り力が生じた状態にあったことを示している。

ひずみは3次盛土後もグラベル基礎補強上部のSHU3、同じく下部のSHD2、SHD4で増加した。この理由として、上載荷重が改良体間の未改良地盤上のグラベル基礎補強に作用したことによるクリープと考えられる。ただし、観測されたひずみ(SHD4)の最大は $\epsilon=1.5\%$ で収束傾向にある、使用したジオテキスタイルの設計引張り強さに相当するひずみが $\epsilon=7.6\%$ であることを踏まえると、ジオテキスタイルの健全性は十分満足しており、長期的にグラベル基礎補強の機能が維持されていると思われる。

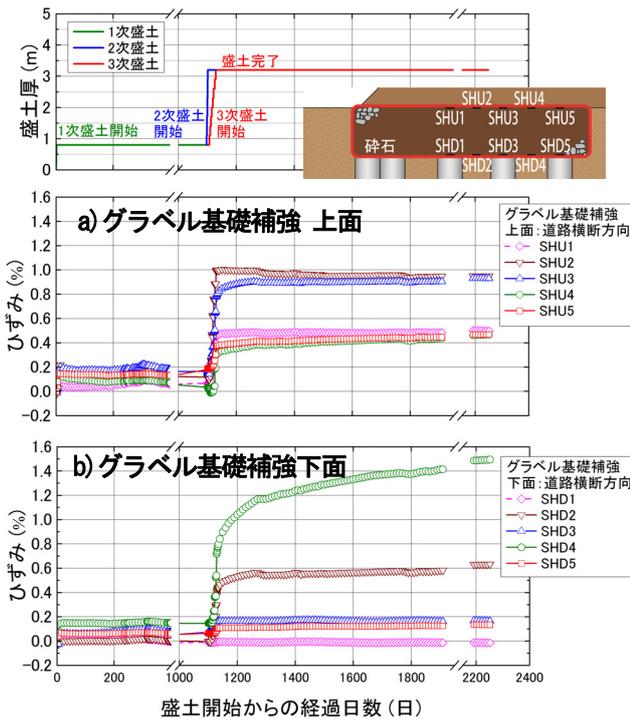


図-7 ジオテキスタイルひずみの計測結果

4. 弾塑性 FEM 解析による不同沈下抑制効果

4.1 検討の目的

図-8 は改良体とグラベル基礎補強の有無による不同沈下量の違いを模式化したものである。グラベル基礎補強の敷設効果は、盛土によって改良体と未改良地盤間に生じる相対的な沈下量（不同沈下量）を、グラベル基礎補強が受け持つことで低減させることができる。

ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル³⁾（以降、ジオテキマニュアル）では、改良体とジオテキスタイルのみを併用した場合に、許容する不同沈下量や改良率の違いに応じて必要なジオテキスタイル引張剛性 EA（以降、EA とする）を決定できる手法が整理されている。

ところが、本工法は碎石をジオテキスタイルで覆ったグラベル基礎補強であるため、上記の手法を用いて EA を評価することができない。このため、本工法を設計する際、異なる盛土高や改良率において許容する不同沈下

量に応じた必要な EA を選定できるよう、二次元弾塑性 FEM 解析によるパラメトリックスタディを実施した。

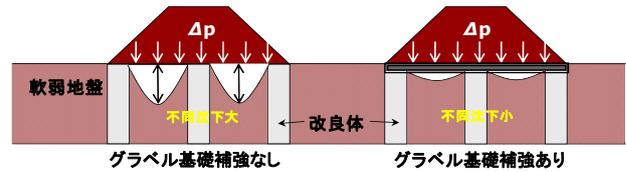


図-8 グラベル基礎補強の有無による不同沈下量の違い

4.2 解析条件

パラメトリックスタディの代表的な解析断面を図-9、同じく解析ケースを表-2に示す。パラメトリックスタディは試験施工の再現解析をベースに実施した⁴⁾。解析ケースは改良率 $a_p=10, 20, 30\%$ の3ケース、盛土高 $h=3, 5, 8\text{m}$ の3ケース、ジオテキスタイル引張剛性EAはジオテキマニュアルに準拠して $EA=400, 1000, 10000, 40000\text{kN/m}$ の4ケースをパラメトリックに組み合わせた。軟弱地盤は泥炭層厚 (A_p) 5m, 粘性土層厚 (A_c) 15mの2層構成とし、改良体は基盤に0.5m着底させた。なお、水理境界はGL-1.0mを排水条件とし、盛土法尻から両端面までの距離は、盛土高の5倍以上に相当する50mとした。改良体間の距離は各改良率の正方配置における改良体間の斜距離 l である（図-10）。盛土の諸元は天端幅2 l 、法勾配1:1.5、施工速度30cm/dayとし、盛土構築後から約5,000日を放置期間とした。

表-2 解析ケース

盛土高 h (m)	改良率 a_p (%)		
	10 ($l=3.96\text{m}$)	20 ($l=2.83\text{m}$)	30 ($l=2.29\text{m}$)
3	○	○	○
5	○	○	○
8	○	○	○

○:ジオテキスタイルの引張剛性 $EA=400, 1000, 10000, 40000(\text{kN/m})$

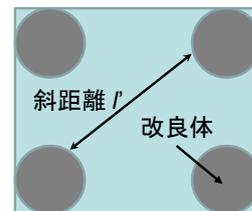


図-10 改良体間の斜距離

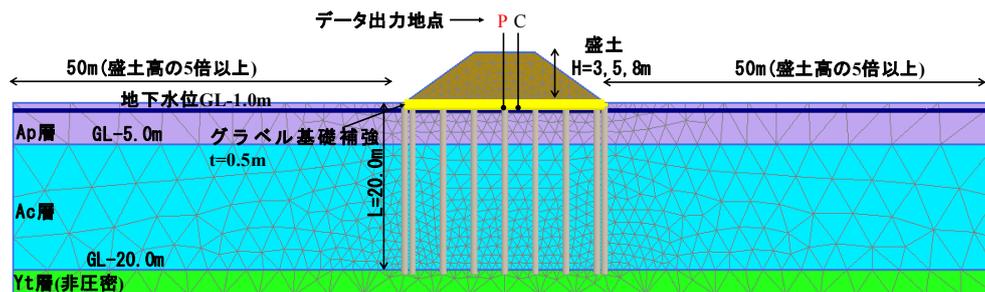


図-9 盛土高3, 5, 8mにおける改良率10%の解析モデル

表-3 パラメトリックスタディに用いた地盤定数

必要なパラメータ	修正カムクレイモデル		線形弾性	モールクーロン		ハリ要素	ジオグリット
	Ap	Ac	Yt	盛土	砕石	改良体	ジオテキスタイル
単位体積重量 γ_t kN/m ³	1.03	16.70	20.00	20.00	20.00	13.43	---
見かけの粘着力 c kN/m ²	---	---	---	1000.0	0.0	---	---
有効せん断抵抗角 ϕ °	51.0	29.1	---	0.0	40.0	---	---
限界状態応力比 M	2.098	1.160	---	---	---	---	---
静止土圧係数 k_0	0.223	0.570	0.500	0.500	0.500	0.500	---
過圧密比 OCR	1.00	1.20	---	---	---	---	---
初期間隙比 e_0	15.830	1.440	---	---	---	---	---
有効ポアソン比 ν'	0.182	0.300	0.330	0.330	0.330	0.330	---
圧縮指数 λ	4.340	0.200	---	---	---	---	---
膨張指数 κ	0.434	0.070	---	---	---	---	---
鉛直透水係数 k_y m/day	1.21E-02	9.90E-05	不透水層	8.64E+00	8.64E+00	---	---
水平透水係数 k_x m/day	6.05E-02	9.90E-05		8.64E+00	8.64E+00	---	---
変形係数 E kN/m ²	---	---	140000	14000	21875	141366	---
引張剛性 EA kN/m	---	---	---	---	---	---	*1
直径 D m	---	---	---	---	---	1.0	---
改良体間隔 L m	---	---	---	---	---	*2	---

*1 ジョグリットの引張剛性EAは400, 1000, 10000, 40000計4ケースとした。

*2 改良率10%・20%・30%の改良体間の斜距離 l は、それぞれ3.96m・2.83m・2.29mとした。

4.3 パラメータの設定方法

表-3に再現解析に用いたパラメータ一覧を示す。泥炭および粘性土以外のパラメータの詳細な設定方法は文献4)を参照されたい。粘性土のパラメータは文献5)に記載されている当別バイパスの沖積粘土の値を用いた。泥炭のパラメータは林らの方法⁹⁾に従って算出した。なお、泥炭の過圧密比OCRは文献5)、鉛直および水平の透水係数は文献4)のAc1層に準拠して設定した。

4.4 解析結果および考察

図-11は上記の解析条件によるパラメトリックスタディで得られたEAと不同沈下低減係数Rの関係である。

ここで、不同沈下低減係数Rとは、図-8に示すグラベル基礎補強が無い場合の不同沈下量 S_G とグラベル基礎補強が存在する場合の不同沈下量 S_G^* (許容する不同沈下量と同意)の比(= S_G^*/S_G)と定義した。なお、泥炭の含水比 w の違い($w=200,500,1000\%$)による感度分析を実施しているが、RとEAの関係に大差がないため本解析では $w=1,000\%$ で実施した。あらためて図-11をみると、盛土高および改良率の大小に拘わらず、RとEA

の関係は右肩下がり傾向にある。これは、設計時に決定した盛土高、改良率に対して、要求する許容不同沈下量の大小によってRが変わる、つまり、 S_G^* を小さい値(例えば5cm)に設定すれば、EAの大きいジオテキスタイルが必要になることを示している。

5. 設計法の提案

以上の検討結果を踏まえて、本工法の設計法について検討する。文献3)に記載されている、ジオテキスタイルと固結工法を併用した場合の設計法では、①:改良体強度の検討、②:盛土の安定検討(円弧すべり計算)、③:許容不同沈下量に応じたジオテキスタイル引張剛性EAの算出である。本工法に関しても、試験施工や解析結果を踏まえて、従来の設計法に準拠してこれらの項目について検討するが、③の算出方法において本工法の内容を新たに追加する(図-11)。

設計の順序としては、地盤モデルを設定した後にグラベル基礎補強単独で盛土の安定検討を実施し、所定のすべり安全率や想定した許容残留沈下量が満足されなければ、図-12の破線枠内の検討を実施する。

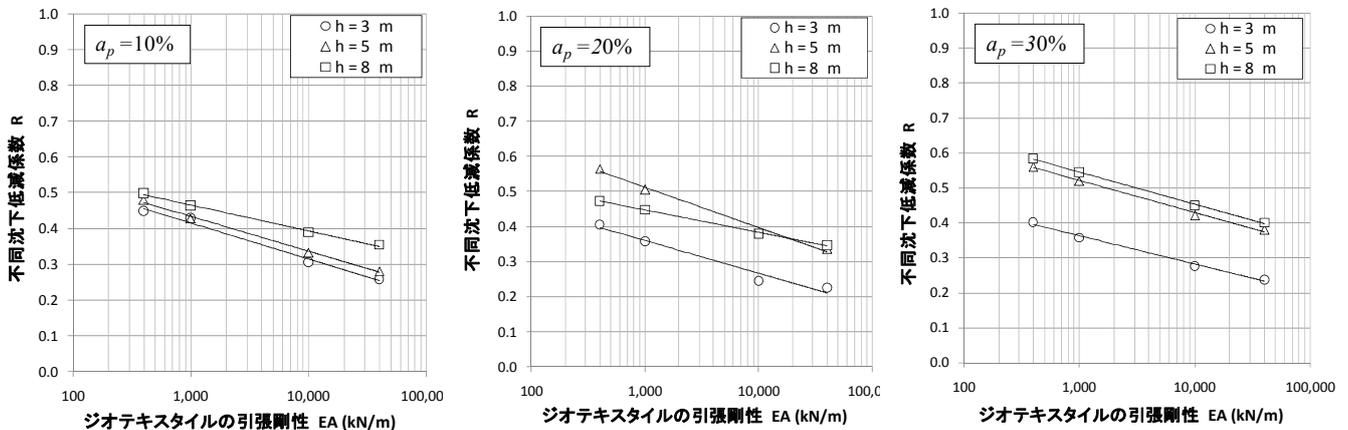


図-11 不同沈下低減係数Rとジオテキスタイルの引張剛性EAの関係

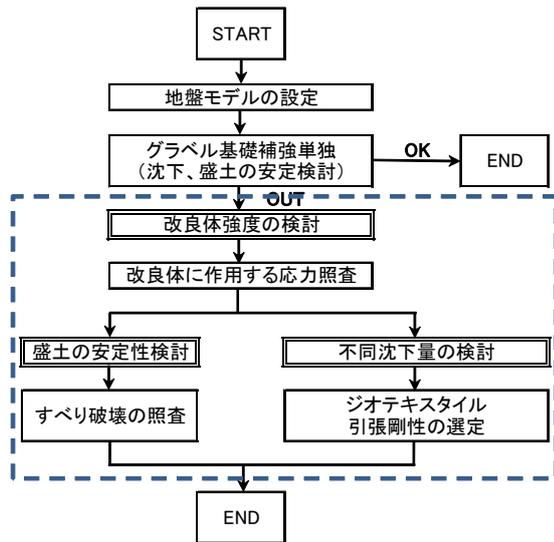


図-12 本工法の設計フロー

5.1 改良体強度の検討

改良体強度の検討は、図-4のとおりグラベル基礎補強上に盛土が構築されても、未改良地盤に過剰間隙水圧が小さく静水圧に近い状態にあることを踏まえ、全盛土荷重がグラベル基礎補強を介して改良体に集中すると仮定し、以下の(1)式で検討する。

$$F_s = \frac{q_{uck}}{(\Delta p / \alpha_p)} \quad (1)$$

ここに、 F_s ：設計安全率（ ≥ 1.2 ）、 q_{uck} ：改良体の設計基準強度（ kN/m^2 ）、 Δp ：全盛土荷重（ kN/m^2 ）、 α_p ：改良率（%）である。

5.2 盛土の安定性検討

盛土の安定性検討は、円弧すべり計算によって盛土とグラベル基礎補強、改良体を含むすべり破壊に対する検討である。地盤定数は図-6の考察から、改良体と未改良地盤は複合地盤とみなした地盤強度の設定が可能であると判断した。複合地盤の強度定数の設定方法は文献1)に準拠して検討する。また、図-7より、盛土に伴うジオテキスタイルのひずみは設計引張強さに相当するひずみを下回っていることを踏まえ、ジオテキスタイルの設計引張り強さを考慮して、以下の(2)式で検討する。

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} \geq 1.2 \quad (2)$$

ここに、 M_D ：土塊の滑動モーメント（ $\text{kN}\cdot\text{m/m}$ ）、 M_R ：土塊の滑動モーメント（ $\text{kN}\cdot\text{m/m}$ ）、 ΔM_R ：ジオテキスタイルによる抵抗モーメント（ $\text{kN}\cdot\text{m/m}$ ）である。

5.3 不同沈下量の検討

不同沈下量の検討では、グラベル基礎補強を施した際に、許容する S_G^* （設計者が自ら設定）を満足するために必要な EA を算出することである。EA は最終的に図-11 を用いて、検討した現場条件で得られる泥炭の含水比、改良率、盛土高に該当する R から読み取る。ここで、R は以下の(3)式にて算出する。 S_G は文献 3) に記載されている計算式から求める。なお、 S_G^* については文献 6) によると 20cm 程度でも盛土の安定性に問題がないと報告されており、この値が設計の目安になると思われる。

$$R = \frac{S_G^*}{S_G} \quad (3)$$

ここに、 R ：不同沈下低減係数、 S_G^* ：許容不同沈下量（cm）、 S_G ：グラベル基礎補強が無い場合の不同沈下量（cm）である。

6. あとがき

当該試験施工箇所では従来設計（改良率 $a_p=50\%$ 、中層混合処理工法：MITS工法）と比較して、本工法は直接工事費で約6割のコスト削減効果を得た。また、平成28年6月に(株)ドーコンとの共同出願で特許を取得（特許第5939721号 発明名称：地盤上の盛土の補強方法、荷重予定地の補強方法、及び、補強構造）し、NETIS登録に向けて準備を行っている。現在、北海道横断自動車道や日高自動車道の道路詳細設計にて本工法による検討が行われている。今後さらに普及を図っていく所存である。

参考文献

- 1) (独) 土木研究所寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル、2011。
- 2) 橋本聖、山梨高裕、林宏親、山木正彦：泥炭性軟弱地盤における低改良率地盤改良と碎石マット併用工法の改良効果、(公社) 日本材料学会 第11回地盤改良シンポジウム、2014。
- 3) (一財) 土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版、2013。
- 4) 橋本聖、林宏親、山木正彦：泥炭性軟弱地盤における低改良率地盤改良の不同沈下抑制効果に関する検討、地盤工学会北海道支部技術報告集 第56回 pp.1-8、2016。
- 5) 林宏親：泥炭地盤の変形挙動解析に用いる地盤定数の評価法に関する研究、寒地土木研究所報告 pp18-20、2007。
- 6) 漆山北斗、梅本博文、大平英生：上越三和道路の軟弱地盤対策における試験結果を踏まえたコスト削減について、平成24年度北陸地方整備局 事業研究発表会、Aグループ/Iイノベーション（施工）2012。

超軟弱地盤盛土への挑戦！ ～養老 I C 30万m³の盛土を経験して～

長谷川哲也¹

¹岐阜国道事務所 工務課 (〒500-8262 岐阜市茜部本郷1丁目36番地の1)

超軟弱地盤上のインターチェンジ建設における、30万m³の大規模盛土の施工に際し、施工中及び開通後の路面沈下が大きな課題であった。過去の当該地近辺の盛土施工の難航事例に鑑み、過去の事例を踏まえた設計手法の検討、不確定要素が内在することを前提とした設計を補う綿密な施工管理により、軟弱地盤上の大規模盛土工事を完了するとともに、次工事への応用並びに、発注者のインハウスエンジニアとしての役割について考察を述べる。

キーワード：軟弱地盤，動態観測，FEM解析，盛土施工方法の合理化

1. はじめに

現在、国土交通省では、「被災地の復旧・復興」「国民の安全・安心の確保」「生産性向上による成長力の強化」「地域の活性化と豊かな暮らしの実現」の4分野が重点化されており、今後の社会資本整備に当たっては、特に、生産性向上を導く社会資本ストック効果を重視することにより、我が国の経済成長を支えていくことが重要とされている。

その中で、生産性の高い物流ネットワークを構築し、交通渋滞の緩和等による迅速かつ円滑な物流を実現することで、民間の投資を喚起させることを目的の一つとし、現在、岐阜国道事務所において、東海環状自動車道（西回り）（以下、東海環状）の整備を行っているところである[図-1]。

本件は、東海環状のH29年10月開通予定である養老JCT～養老IC区間[写真-1]において、開通を間近に控え、最後に立ちほだかる軟弱地盤上の大規模盛土を題材としている。軟弱地盤盛土においては、これまで、盛土後の沈下量を考慮した設計・施工検討が十分でなかったことや、そもそも、軟弱地盤上の盛土構築においては、どうしても調査設計・施工段階において、不確定要素をはらむこと等から、想定外の挙動による工事の中断、供用後の路面不等沈下、排水不良、ひいては、舗装ひび割れ、破壊、段差発生等の不具合が発生した例が多数報告されている。

そのため、本事業を進める上で、「過去の軟弱地盤盛土の難航事例を踏まえた設計」、「軟弱地盤盛土の動態観測を踏まえた施工管理」、「学識経験者の助言を踏まえた沈下解析」等の様々な検討を行い、適切な沈下管理の基、軟弱地盤上の大規模盛土を期限内に構築した。

本論文は、その事業報告を行うとともに、次工事への応用並びに、発注者のインハウスエンジニアとしての役割について考察を述べる。



図-1.位置図



写真-1.養老JCT～養老IC区間斜め写真

2. 養老ICの地質と技術的問題点

当該区間は、厚い軟弱層を抱える超軟弱地盤地帯であり、過去、名神高速自動車の盛土工事等においても、供用後もなお、沈下が進んでいる報告もあることから、盛土構築に当たり、地盤条件を詳細に把握し、沈下に対する適切な設計・施工を行うことが最重要となる。以下に、地質構成から想定される課題と検討項目について述べる。

(1) 養老IC周辺の地質構成について

地質構成は下記に示す通りである。

- ・ 25m以深は、比較的N値の高い洪積層のレキ層であり、その上に、沖積層の(下部)粘土層～(中間)砂層～(最上部)粘土層の順序で分布
- ・ 地表より、洪積層のレキ層までの約25m程度は、N値が1以下と超軟弱な地盤が分布[図-2]
⇒粘性土が厚く、施工中・施工後の圧密沈下が課題。

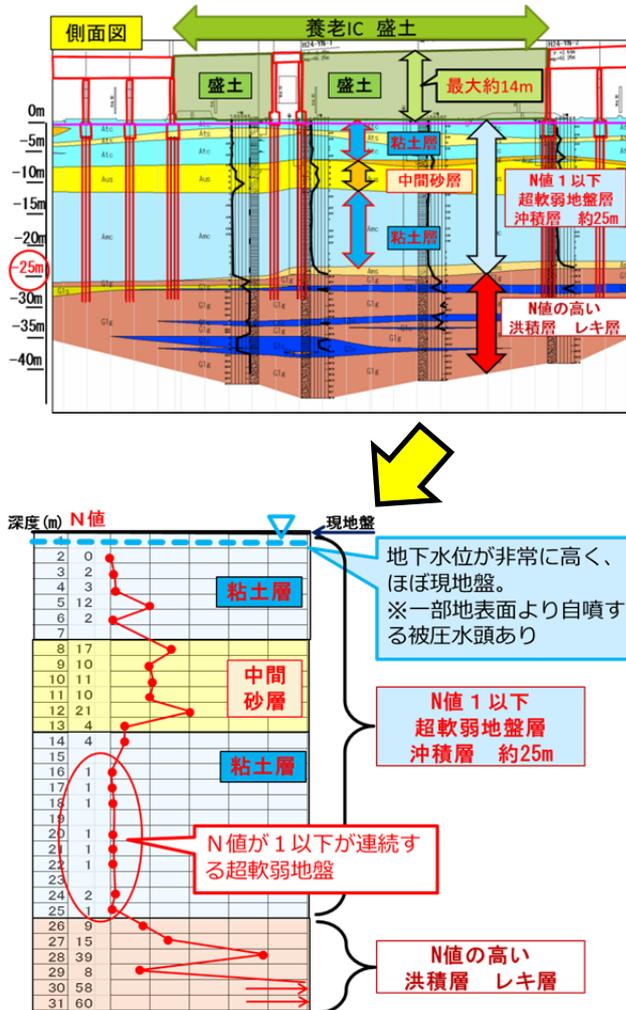


図-2.養老IC地質図

(2) 技術的課題検討について

上記、地質状況を踏まえ、施工中及び将来の盛土安定を確保するため、以下の3点の検討を行った。

- ①盛土の安定検討
- ②圧密沈下量の検討
- ③圧密沈下量に伴う側方変形に対する検討
(沈下による地盤の引込みによる周辺民地帯への影響)

3. 検討内容と設計の考え方について

(1) 盛土の安定検討

供用時の上乗荷重や、圧密沈下促進のための余盛分も含めた盛土の安定計算を実施し、基礎地盤の滑り破壊を検証したが、急速施工で盛土を造成し、無対策で安定検討を行うと、円弧滑り破壊が発生し、安全率を満たさない予測となった。

盛土安定を図るためには、円弧滑り対策として、盛土端部(民地境界部)に深層混合処理が必要と考えた。

[写真-3]

(2) 圧密沈下量の検討

許容残留沈下量の設定については、過去の事例等より、開通後のオーバーレイで対応可能な頻度、沈下量として、『供用後3年間で10cm以下』に設定し、沈下計算を実施した。

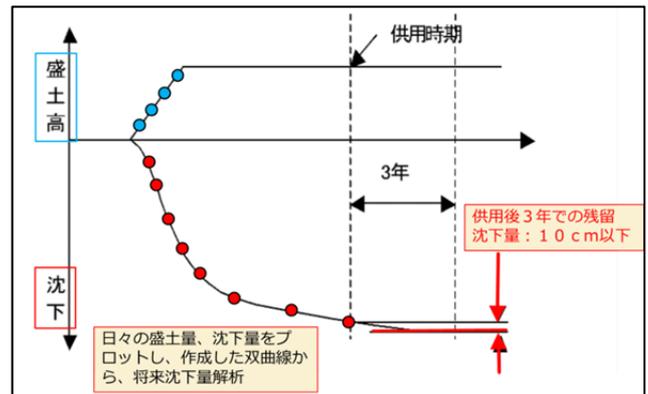


図-3.許容残留沈下量イメージ図

現況軟弱地盤に対し、無対策で計画高の盛土を行うと、圧密沈下量は最大約160cmで、許容沈下量を満たすまでに、約1,400日(3.6年)もの放置期間が必要との検討結果となった。

過去の事例等から、無対策で圧密させた場合に、残留沈下が大きく発生した旨の報告が多くされており、また、本現場の圧密層は、超軟弱で層も厚いことから、圧密沈下促進工法(バーチカルドレーン工法)を採用し、より確実に、期間内に圧密沈下を完了させる計画とした。

圧密放置期間を3ヶ月と設定し、補助工法のドレーン配置を70cmピッチで配置することで、H29開通目標を満足する計画とした。[写真-2]

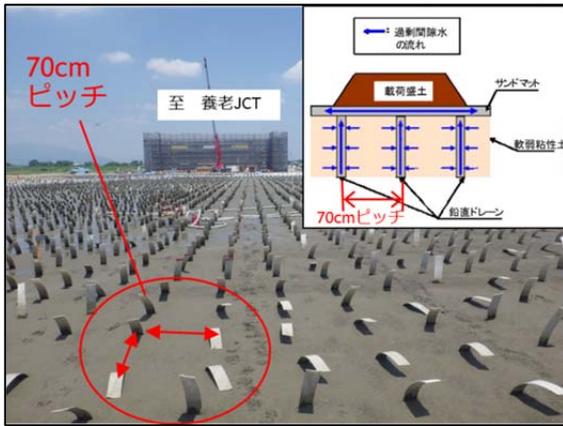


写真2.パーチカルドレーン施工とイメージ図

(3) 圧密沈下に伴う側方変形に対する検討

養老ICは、田んぼの真ん中に計画されたICであり、隣接する田は耕作を継続している。そのため、沈下による周辺田畑の引き込み影響が大きな課題である。無対策の状態の検討結果は[図-4]のとおりであり、側方影響30m程度、法尻で40cm程度沈下する結果となった。

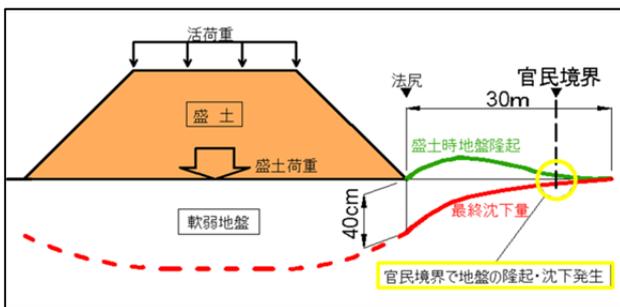


図-4.側方影響模式図

上記①で民地境界部に深層混合処理が必要と述べたが、民地への側方流動を遮断しても、深層混合処理が必要となったため、総合して必要強度を設定し、施工することとした。



写真3.軟弱地盤の課題と対策工まとめ

4. 設計を踏まえた現場施工管理

(1) 施工管理方法について

設計段階では、種々地質調査を実施し、前述した技術的課題について、地盤改良等の対策を講じるが、軟弱地盤上に盛土を構築する場合、設計での地質定数及び施工段階での施工手順等、前提条件に多くの不確定要素が内在しているため、施工段階で得られる動態観測等により、その不確定要素を検討し、盛土を確実に完成させるために情報化施工を以下のとおり実施した。[図-5]

①盛土の安定検討

盛土内に「沈下板」を、官民境界に「地表面変位杭」を設置し、日々の盛土施工において、沈下量、変位量を測定し、設計の妥当性を検討した。

②圧密沈下の検討

「沈下板」により沈下量を測定し、最終沈下量予測から、設計の妥当性を検討した。

③圧密沈下に伴う側方変形に対する検討

「地表面変位杭」にて、盛土施工に伴う変位量を測定し、民地への影響について、設計の妥当性を検討した。

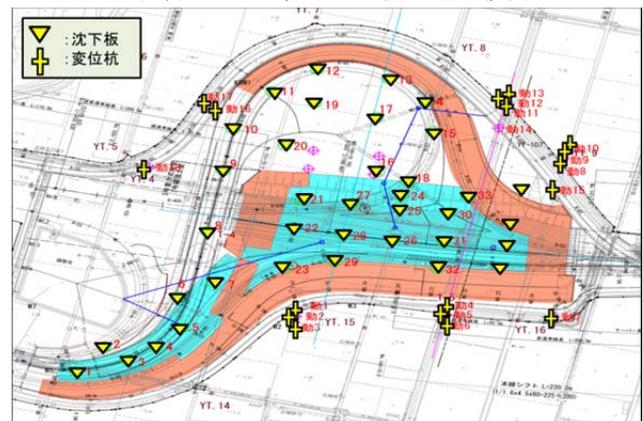


図-5.動態観測平面図

(2) 現場施工の計測と検証について

上記に示す情報化施工を実施し、計測値について、「①盛土の安定検討」、「③圧密沈下に伴う側方変形に対する検討」については、ほぼ設計値以内に収まった。「②圧密沈下の検討」においては、想定通りとならず、当初設計において、最大断面の沈下量は160cm程の予測であったが、盛土立ち上げ途中において、既に、当初想定を超える不測の結果が得られた。以下に、本対策について、詳述する。

a) 設計と観測結果の相互の解析について

本施工箇所は、インターチェンジのため、単路部と異なり、盛土形状が複雑であることに加え、軟弱地盤内に中間砂層が介在している。現場にて通常行う『双曲線法』解析では、[図-6]のとおり、日々の盛土立上げ量と沈下量を測定し、測定して出来た沈下曲線から、将来沈下量を予測するものであるが、1軸的な解析であることから、本沈下解析のみでは、本現場の複雑な挙動を適切にとらえることができないと判断した。

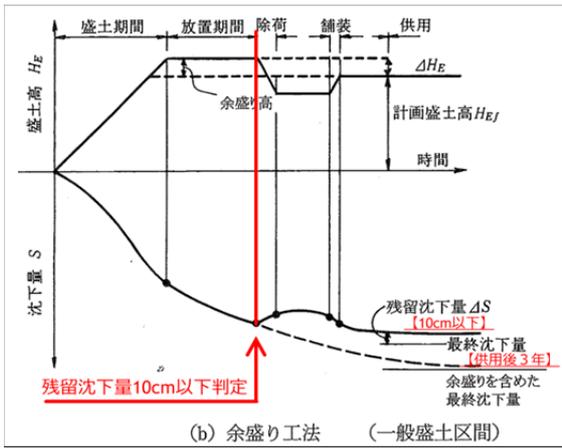


図-6.双曲線法 判断イメージ

このため、一般的に行う『双曲線法』による将来沈下解析と併せて、『二次元FEM解析』を追加で行い、施工の検討を行うものとした。

また、本解析を行うに当たり、解析手法、モデル設定、パラメータ設定が、予測値の精度を大きく左右するため、岐阜大学との連携協力に関する協定書より、学識経験者の助言を伺いながら進めることで、合理的かつ確実な施工を目指した。[写真-5]



写真-5.岐阜大学の学識経験者との打ち合わせ状況

b) 二次元FEM解析について (モデル構築)

二次元FEM解析は、以下の点で、より現場条件を再現した解析手法といえる。

- ・複雑なI C盛土の挙動を、二次元的に把握可能
- ・現場における荷重条件 (時系列) を表現可能

以下ステップにより、解析の流れを示す。

【STEP 1】モデルの設定

二次元FEM解析を行うにあたり、解析に使用するプログラム選定を行い、過去の使用実績・現場条件の再現性等から、「DACSAR (関口・太田モデル)」を採用することとした。[図-7]

参表 5-7 よく用いられる構成モデルの例と特徴					採用
	線形弾性	Duncan-Chang	弾完全塑性 (Mohr-Coulomb)	修正 Cam-Clay	関口・太田
入力パラメータの数	少	中	中	多	多
計算コスト	低	中	中	高	高
応力-ひずみ関係	直線	双曲線 (非線形弾性)	弾性域は直線	非線形 (弾塑性)	非線形 (弾塑性)
除荷・再載荷の表現	×	○	△	○	○
変形係数の拘束圧依存性	×	○	×	○	○
破壊挙動	×	△	○	○	○
ダイレイタンシー	×	×	○	△	△
圧密解析	×	×	×	○	○
異方性	×	×	×	×	○
クリープ挙動	×	×	×	×	○
初期応力や解析ステップの違いが最終結果へ与える影響	無	有	有	有	有

○: 是、△: 場合によっては是、×: 不是

図-7.FEM解析モデルについて

【STEP 2】解析断面設定

解析断面は、動態観測位置を踏まえて、以下、2断面を設定した。[図-8]

<解析断面A>[図-8(2)]

条件: 最も高盛土となる断面であり、盛土地盤が、両側を深層混合改良体にて側部拘束されたモデル

<解析断面B>[図-8(3)]

条件: 盛土地盤が、片側を深層混合改良体にて側部拘束されたモデル

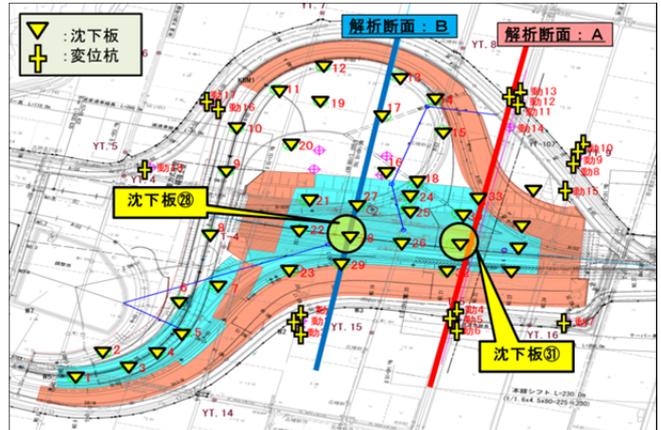


図-8(1).FEM解析 平面図

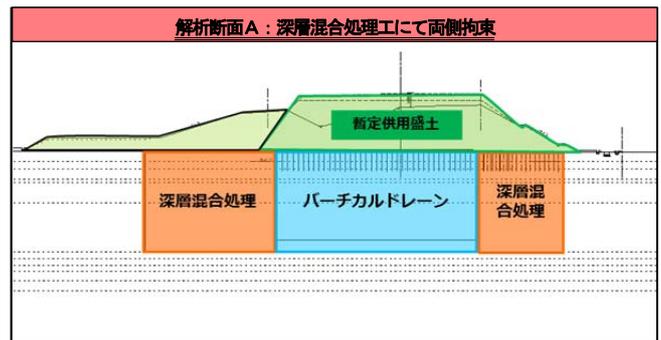


図-8(2).FEM解析 断面A設定

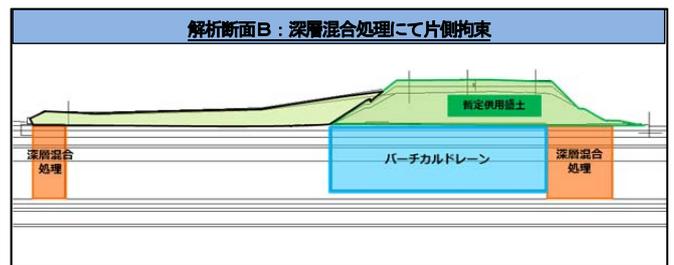


図-8(3).FEM解析 断面B設定

【STEP 3】解析実施

解析を行ったところ、解析結果では、現場の実挙動に比べ、沈下量は小さく、また、沈下スピードが遅い結果となり、合致しなかった。(H28.12時点で、現場2.8m沈下に対し、FEM解析1.1m[沈下差は1.7m])

そのため、原因分析を行い、以下2点の改善を実施

- ・(改善1) 地盤定数の再設定
- ・(改善2) 盛土施工条件の再設定

【STEP 4】 (改善1) 地盤定数の再設定

精度のよい解析結果を得るためには、換算式の値ではなく、極力、直接試験で得た値を使用すべきである。

本解析により、多数のパラメータを使用するが、特に影響の大きいものを分析し、以下、再設定を行った。

- ・ ϕ' (有効せん断抵抗角) :

多くのパラメータに影響を与える重要なパラメータであり、一般手法として、換算式からの推計値であったが、解析結果への影響が大きいと判断し、追加地質調査を行い、直接試験である三軸圧縮試験からデータを抽出した。

⇒結果: 実試験値から換算値へ変更し精度向上した。

- ・ 地盤定数設定のデータ領域 :

地盤定数は、養老地区全域のデータではなく、養老IC部のみのデータを限定使用し、統計的処理にて定数を設定した。

⇒結果: 全域のデータと、養老IC部のみのデータで、大きな差は発生しなかったため、若干の精度向上に留まった。

- ・ 中間砂層の変形係数Eの設定 :

変形係数Eは、粘性土の間に存在する中間砂層が、上載荷重に対して示す、版的な剛性である。一般的には、道路橋示方書により、孔内水平載荷試験結果及びN値からの推計値であるが、実現場と照らしあわせると、版強度の評価が過大と想定されるため、『地盤変形解析における水平変位の評価法に関する研究・調査(地盤工学会)』による過去の研究・調査から版強度を下げて設定する方針とした。

- ・ ドレイン設置による砂層剛性の評価 :

さらに、実現場においては、バーチカドレインが700mmピッチで打設されているため、その打設に伴う版の強度低下を考慮した変形係数の再設定が必要と分析し、その打設に伴う砂層の剛性変化の影響を評価した。

強度低下の評価方法は、確立していないが、学識経験者の指導のもと、以下の手法で低減した。

「解析断面A」・・・深層混合改良工により中間砂層が変形拘束され、荷重伝搬に対する版剛性の影響が小さい。さらに、ドレイン設置により密度増加され、中間砂層の剛性低下はないと仮定した。[図-9(1)]

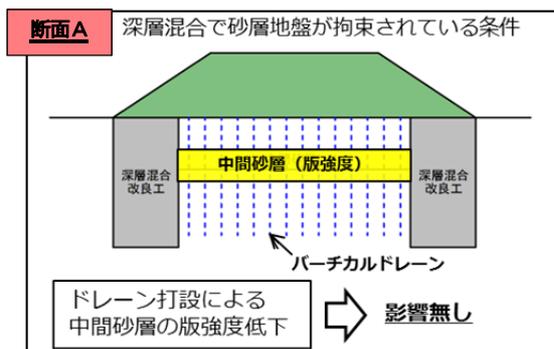


図-9(1).中間砂層の剛性低下について【断面A】

「解析断面B」・・・深層混合改良工が片側のみであり、中間砂層が拘束されていないため、版的な挙動に対する剛性が明らかに低下するものとし、変形係数の低減を行う。(配置間隔から85%に低減)[図-9(2)]

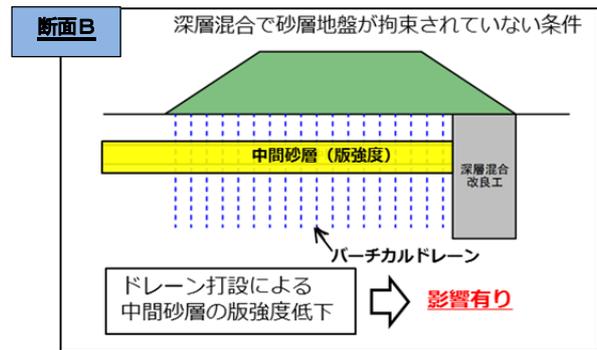


図-9(2).中間砂層の剛性低下について【断面B】

⇒結果: 大きく精度向上した。[沈下差は1.3m]

【STEP 5】 (改善2) 盛土施工条件の再設定

STEP 4 までにおいて、大きく改善したものの、依然として現場の挙動に合致しないため、再度、盛土の施工条件を見直したところ、計画高まで盛上げる上で、盛土施工時の沈下分の追加土量が、解析において条件設定されておらず、解析と現場が乖離していたことが判明し、見直しを行った。

⇒結果: 概ね傾向が一致した。[沈下差は0.4m程]

以上より、解析結果と実現場条件を熟考し、原因を推察し、設計条件の妥当性の検証を行うことで、適切な解析モデルを構築させた。

c) 残留沈下量の最終判断について (結果)

最終的に盛土の圧密完了後、圧密促進のために余分に盛土していた余盛り土量の撤去を行う。一般的に盛土の圧密完了の判定は、双曲線法での解析結果から行うが、本現場においては、前述した実挙動に合致したFEM解析での残留沈下量の確認を行い、余盛りを撤去するタイミングの判断を行った。

上記判断を行うため、先に述べた2断面にて検証を行い、以下のとおり、双方の断面で、供用後3年で10cm以下の沈下量を満足する結果となった。

<解析断面A>[図-10(1)]

条件: 両側を深層混合改良体にて側部拘束されたモデル
結果: 供用後3年で、3.3cm沈下 (≦10cm)

<解析断面B>[図-10(2)]

条件: 片側を深層混合改良体にて側部拘束されたモデル
結果: 供用後3年で、6.7cm沈下 (≦10cm)

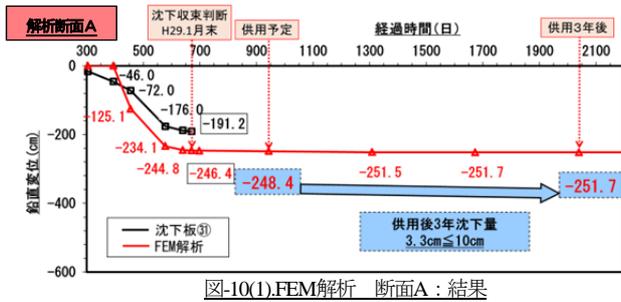


図-10(1).FEM解析 断面A：結果

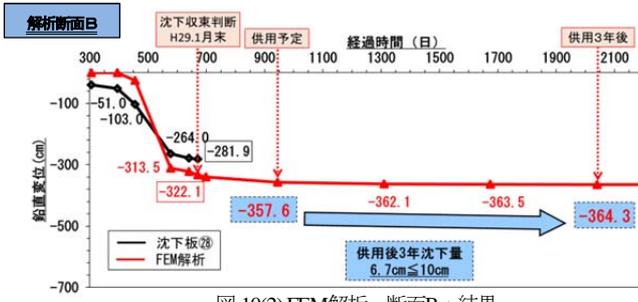


図-10(2).FEM解析 断面B：結果

(3) 今後の展開～次施工区間のコスト縮減～

今回、養老ICでのFEM解析において構築した解析モデルを元に、今年度、詳細設計中の養老海津地区の軟弱地盤解析に反映させることで、より合理的な軟弱地盤対策の立案ならびに地盤変位の精度向上を図ることが可能となる。

今回工事を行った養老ICに比べ、養老海津区間は、さらに長区間の軟弱地盤盛土であり、本件同様、用地境界の影響遮断壁等、大規模な地盤改良が必要となることから、今回の解析をフィードバックした合理設計により大きなコスト縮減が見込まれる。

さらに、今後は以下の点に注意して施工を進めることが重要と考える。

a) データの記録、継続調査

これまで工事において蓄積したデータを、今後、確実に引き継いでいくため、施工記録を電子化し、保管の徹底を行っている。また、工事が完了しても、所内の定期観測業務等を活用し、継続観測を行っており、予測値との整合をモニタリングしていく。

b) 適切な事前地質調査の実施について

今回の養老ICにおいて、特筆すべきこととして、十分な地質調査が行われておらず、追加ボーリング調査を実施し、設計条件を再設定したことが挙げられる。適切な事前の地質調査を行い、合理的な設計を行うことで、コスト縮減が図られると考える。

c) ICTの導入について

今回は、GPSを用いた盛土締め固め管理等、部分的なICT導入に留まったが、先線区間においては、測量・設計から、施工、管理までの全てにICTを導入する、「I-Construction」の活用を目指すことが重要である。

また、今回は、沈下版での沈下管理としたが、ICT

を導入し、面的な沈下管理を行うとで、より正確に、3次元的に沈下の流れが把握でき、沈下解析にも有利になるよう施工検討を行う。

5. まとめ

軟弱地盤上の盛土は、最新の知見で計画しても、どうしても調査設計・施工段階に不確定要素が内在するため、過去の事例等を鑑みても、困難な現場施工となることが多い。本現場においても、当初設計時に想定した沈下量を大きく超える沈下量が発生したが、その沈下挙動を正確に把握するため、FEM解析を追加で実施し、また学識経験者と連携して進める等、追加対策を講じることで、適切な沈下管理の基、軟弱地盤上の盛土を期限内に構築することができた。

本事業を進める中で、合理的な設計施工のため、事前調査段階において、適切で十分な地質調査を心がけることが、重要なことだと痛感した。

今回のこれらの検討結果を次工事の設計に反映させることでコスト縮減等合理的な設計施工に繋がると考える。

6. 最後に～インハウスエンジニアとして～

公共事業として社会資本整備を担っている我々職員は、最も経済的で、合理的な手法にて、公共施設の調達をすべきである。本件のような不確定要素をはらむ案件においては、設計の課題をとらえ、過去の事例、現場条件を的確にとらえることが重要である。そして、事前の地質調査、解析方法等技術的判断に加え、学識経験者等、人的資源との連携を行い、事業を適切にマネジメントしていくことが発注者の責務と考える。

このために、日々業務で直面する課題に対応できるよう、技術的能力を研鑽し、更なるインハウスエンジニアの資質を高めることが必要であると考える。

また、今回の施工にあたり、自身も地盤工学を勉強するいい機会となり、土木に理解を深める良い機会となったため、人材育成の観点で、今回学んだことを後輩に伝え、指導していくこともあわせて行っていく所存である。

謝辞：本報告の作成にあたり、技術的助言をいただきました岐阜大学の学識経験者をはじめとする関係者各位に感謝の意を表し、本報告を終わります。