

# 洪水時における橋台・橋脚の危機管理型モニタリング手法と 不安定化の見える化技術の開発と実装

北見工業大学 地域環境工学科	川 尻 峻 三
北見工業大学 地域未来デザイン工学科	早 川 博
北見工業大学 地域未来デザイン工学科	川 口 貴 之



# 洪水時における橋台・橋脚の危機管理型モニタリング手法と不安定化の見える化技術の開発と実装

## COUNTERMEASURE AGAINST EROSION FOR BACK-FILL OF ABUTMENT DUE TO FLOOD BY OPEN CHANNEL AND TRAIL CONSTRUCTION

川尻 峻三<sup>1</sup>・早川 博<sup>2</sup>・川口 貴之<sup>2</sup>

Shunzo KAWAJIRI, Hiroshi HAYAKAWA and Takayuki KAWAGUCHI

<sup>1</sup> 北見工業大学 准教授

<sup>2</sup> 北見工業大学 教授

### 要 旨

近年の洪水における特徴的な被害の一つとして橋台・橋脚の傾斜・流失がある。特に中山間地における橋梁構造物は避難時の主要経路となっている場合が多く、出水中の避難や洪水後の復旧においては橋台・橋脚の安定性も含めて橋梁構造物全体の安全性を確保した上で利用する必要がある。このようなことから橋脚の不安定化を早急に察知し、道路利用者にその場で危険性を分かりやすく発信して道路利用を抑止するためのシステムが必要である。そこで本研究では、橋台・橋脚支持地盤の洗堀および地盤反力変化に着目した地盤工学的な不安定化メカニズムの解明を試みた。さらに道路管理者が対象橋梁へ到達する前に利用者へ危険性を分かりやすく伝えることで通行を抑止するシステムと、メンテナンスフリーの簡易な通信技術によって道路管理者が橋脚を状態監視できるシステムについて検討した。本研究では屋外大型開水路によって相似則の影響を極力少なくした縮尺比1/5の模型橋脚に対する水理実験を行った。さらに屋外大型開水路で検証した橋脚の状態モニタリングシステムを北見市内の供用中の実橋に取り付け、実橋梁における計測を試み、寒冷地でのモニタリングシステムの適用性について検討した。

《キーワード：橋脚；洗堀；モニタリングシステム；危機管理》

## 1. はじめに

近年の洪水規模の拡大によって日本各地で過去最大の洪水被害が毎年のように発生している。昨今の洪水における特徴的な被害の一つとして橋台・橋脚の傾斜・流失がある<sup>1)</sup>。特に中山間地における橋梁構造物は避難時の主要経路となっている場合が多く、出水中の避難や洪水後の復旧においては橋台・橋脚の安定性も含めて橋梁構造物全体の安全性を確保した上で利用する必要がある。ここで道路管理者は、安全性確保の観点から出水規模が大きくなり河川水位が増大して橋脚の不安定化が予測される場合には、対象橋梁の道路通行止め措置を行う。しかし、北海道のように広域での交通ネットワークを形成している地域において道路を管理する場合には、管理事務所から対象橋梁までの移動距離が長距離となるだけではなく、地方自治体では管理橋梁が多数あるなどの理由から迅速な道路通行止め措置が困難な場合が想定される。このようなことから橋脚の不安定化を早急に察知し、道路利用者にその場で危険性を分かりやすく発信して道路利用を抑止するためのシステムが必要である。また、道路管理者へは出水中の管理橋梁の状態を管理事務所からリアルタイムで確認し、早期に対象橋梁への移動を判断できるシステムの確立が急務である。そして、このようなモニタリングシステムは河川増水時の橋台・橋脚の不安定化メカニズムを反映させる必要がある。

これまでに橋台・橋脚の不安定化については河川工学的な検討が進められており、例えば松田ら<sup>2)</sup>は河床変動解析を用いた事後評価による被災メカニズムの解明や局所洗掘発生に関する解釈を報告している。また、構造工学における検討事例では、中野ら<sup>3)</sup>は橋脚支持地盤で洗掘が発生した際の橋梁部材の損傷を有限要素解析によって検討している。橋脚の不安定化の根本的な原因と考えられる支持地盤に着目した地盤工学的な検討事例の報告例としては、太田ら<sup>4)</sup>が統計的な分析から洪水時における直接基礎橋脚の洗掘被害評価手法について検討している。また、仁ノ平<sup>5)</sup>らは小型開水路による模型実験によって河床材料の物理的性質や締固め度が洪水時の橋脚傾斜や地盤反力に及ぼす影響を検討している。このように近年では地盤工学的な検討が進んでいるが、橋台・橋脚傾斜過程における支持地盤の洗掘状況と地盤反力変化の関係性など、洪水時の橋台・橋脚不安定化メカニズムについては不明点が多い。このようなことから洪水時の不安定化モニタリングシステムについて十分な検討が進んでいないのが現状である。

以上のような背景から本研究では、橋台・橋脚支持地盤の洗掘および地盤反力変化に着目した地盤工学的な不安定化メカニズムの解明を試みた。さらに道路管理者が対象橋梁へ到達する前に利用者へ危険性を分かりやすく伝えることで通行を抑止するシステムと、メンテナンスフリーの簡易な通信技術によって道路管理者が橋脚を状態監視できるシステムについて検討した。具体的には、北見工業大学オホーツク地域創生研究パークに設置されている屋外大型開水路によって相似則の影響を極力少なくした縮尺比1/5の模型橋脚に対する水理実験を行った。本研究では、橋台よりも構造物の形状がシンプルな橋脚では水理量の計測が容易と考えて、橋脚を対象として水理実験を行った。さらに屋外大型開水路で検証した橋脚の状態モニタリングシステムを北見市内の供用中の実橋に取り付け、実橋梁における計測を試み、寒冷地でのモニタリングシステムの適用性について検討した。

## 2. 屋外大型開水路実験の概要

図-1は本研究で使用した屋外大型開水路の全景を示している。水路延長は70mであり、この水路の上流・下流端に貯水槽を設けている。この貯水槽には実験前に水を貯水し、下流貯水槽に設置した排水ポンプ車によって水を水路内に循環させた。模型橋脚は水路の中央部に設置している。図-2は本実験で使用した地盤材料の粒度分布を示している。屋外大型開水路の中央部から上下流に15mの範囲には河道の蛇行や河床低下を促進させる領域として、礫まじり砂(S-G, 最大粒径 $D_{max} = 27.0\text{mm}$ , 平均粒径 $D_{50} = 0.44\text{mm}$ , 細粒分含有率 $F_c = 8.12\%$ )に分類される土を河床面まで0.8m程度堆積させた。その上下流10m



図-1 屋外大型開水路の概要

の領域は細粒分質礫質砂(SFG,  $D_{max} = 27.0\text{mm}$ ,  $D_{50} = 0.25\text{mm}$ ,  $F_c = 38.6\%$ )に分類される地山を所定の形状に掘り込み、開水路とした。また、上流貯水槽の端部から下流に20mの領域には河川水の流れを整流することを目的として、河床および河岸に護岸工を配置した。河床勾配は1/100である。

図-3は実験に使用した模型橋脚の概要図を示している。橋脚は後述する北見市内の実橋における橋脚の縮尺比1/5の模型である。また、表-1は取り付けられた計測機器の数量と目的、表-2は計測機器の諸元のまとめを示している。模型橋脚はコンクリート製であり、重量は約21kNである。また、橋脚の基礎形式は直接基礎である。この模型橋脚に橋脚の傾斜角が所定値になった際にLEDを点灯して危険を知らせるOSV (On-site Visualization<sup>6)</sup>) の概念を適用した計測機器であるLEC (Light Emitting Converter<sup>7)</sup>) と、LPWA (Low Power Wide Area) 通信によって橋脚の傾斜角をクラウドサーバへ伝送し、道路管理へメール送信するシステムであるL-Watchを取り付けた。LECは10秒間隔、L-Watchは15分間隔で傾斜角を計測している。LECおよびL-Watchのそれぞれに測定範囲 $\pm 1^\circ$ 、分解能 $+0.0005^\circ$ の傾斜計を接続して、この傾斜計2台は模型橋脚天端に設置した。傾斜計の測定範囲を超過した後の模型橋脚の傾斜を測定するためにトータルステーション(以下、TS)を用いた測量を実施した。模型橋脚にはこの測量用の反射ターゲットを取り付けた。フーチング底面には実験中における地盤反力の変化を観察するために直径50mmの小型土圧計を埋め込んだ。

図-4は模型橋脚の配置状況を示している。最大幅

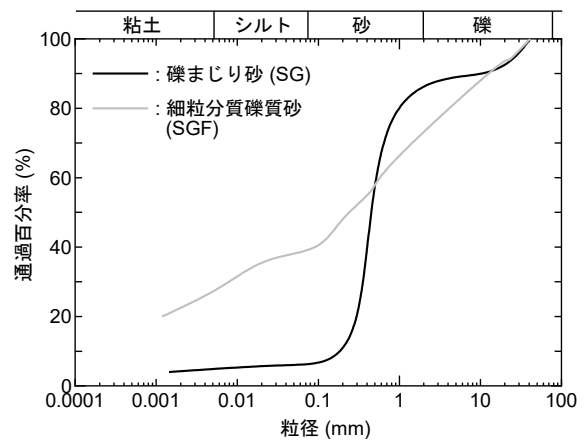


図-2 屋外大型開水路に用いた地盤材料の粒度特性

L-Watch用の傾斜計 LECの傾斜計

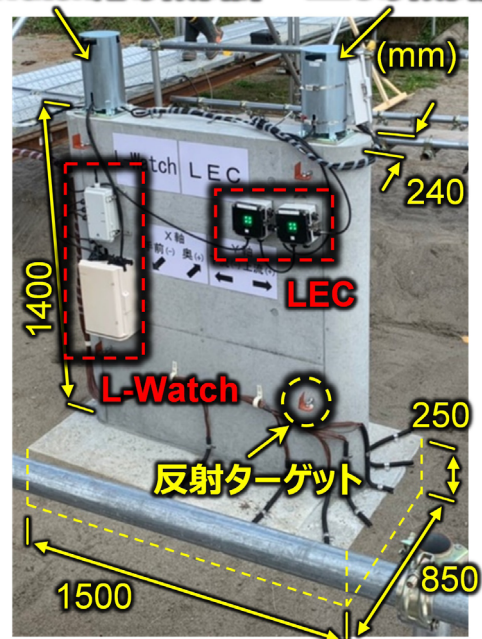


図-3 屋外大型開水路に用いた模型橋脚の概要

表-1 模型橋脚の取り付け機器と目的

試験項目	規格	単位	数量	目的
① LEC 計測システム 据置型傾斜計 測定器	±1° KB-1AC	台	1	橋台傾斜時の OSV の点灯視認性の確認 洗掘による橋脚の傾きを測定する 規定の基準値を超えた場合には直ちに LED の発光色に変色し、危険性を知らせる（傾斜角の計測間隔：10 秒、LED の発光：常時監視）。
	LEC-II	台	2	
② LPWA 計測システム (L-Watch) 据置型傾斜計 温度計（ひずみ式） 測定器	±1° KB-1AC	台	1	LPWA のデータ伝送と橋脚傾斜のタイムラグの確認 洗掘による橋脚の傾きを測定する 傾斜計と温度との関係を確認する 小電力 LPWA 通信（Sigfox）を利用してサーバを介し Web で閲覧する（計測間隔：15 分）
	-30°C ~ +80°C	台	1	
	L-Watch	式	1	
③ 地盤反力、 橋脚変位計測 土圧計 温度計（ひずみ式） 反射ターゲット 測量機（光波測距）	KDD-PA	台	3	フーチング底面の地盤反力の変化を把握する 橋脚変位計測は洗掘による橋脚の傾きを確認する 模型橋脚底面に埋め込み、地盤反力を測定する 土圧計を詳細に測定する（計測間隔：0.1 秒） 橋脚の変位を測距するためのターゲット 洗掘による橋脚の変位を測距する
	PCD-400A	台	1	
	反射プリズム	台	10	
	NET05AX II	台	2	

表-2 計測機器の使用一覧

計測方法	規格	数量	方向	型式	測定範囲	精度・分解能	メーカー
LEC 計測システム	傾斜計	1 台	X 軸 左右岸方向	KB-1AC	±1°	±0.0005°	東京測器 研究所
			Y 軸 上下流方向	KB-1AC	±1°	±0.0005°	東京測器 研究所
	測定器	1 台		LEC-II	±20000×10 <sup>-6</sup>	1.0×10 <sup>-6</sup> strain	東亜 エルメス
LPWA 小電力無線システム (L-Watch)	傾斜計	1 台	X 軸 左右岸方向	KB-1AC	±1°	±0.0005°	東京測器 研究所
			Y 軸 上下流方向	KB-1AC	±1°	±0.0005°	東京測器 研究所
	温度計 (ひずみ式)	1 台		KT-110A	-30 ~ +80°C	0.3°C	東京測器 研究所
	測定器	1 台		L-Watch	±5000×10 <sup>-6</sup>	0.25×10 <sup>-6</sup> strain	地球観測
地盤反力	土圧計	3 台	鉛直下向き	KDD-200KPA	0 ~ 200kN/m <sup>2</sup>	±0.1kN/m <sup>2</sup>	東京測器 研究所
	測定器	1 台		PCD-400A	±5000×10 <sup>-6</sup>	±0.5%FS	共和電業
模型橋脚変位	反射 ターゲット	10 台		RS50N-R	5 ~ 50m	1mm+1ppm×D	SOKKIA
	測量機 (光波測距)	2 台		NET1AX II	1.3 ~ 200m	1mm+1ppm×D	SOKKIA

3.3mの屋外大型開水路中央部に図-3に示した模型橋脚を設置した。模型橋脚の根入れ深さ*l*はフーチング高さと同様にした ( $l = 250\text{mm}$ )。また、支持地盤には実験中の洗掘範囲を推定するためにピンポン球を埋設した。各ピンポン球には埋設箇所毎に番号を記載し、模型橋脚周辺に設置したデジタルビデオカメラや目視によってピンポン球の浮き上がりを確認し、その時刻を記録した。

河川水の再現は、吐出し量 $0.5\text{m}^3/\text{s}$ の能力を持つ排水ポンプ8基および排水ポンプ車2台を用いた。この排水ポンプの発動数を第1段階では4基、第2段階では8基とすることで段階的に河川流量を増加させた。図-1で示した護岸箇所において流量観測した結果、第1段階の実験流量 $Q_m$ は $Q_m = 0.32 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、第2段階では $Q_m = 0.48 \text{ m}^3/\text{s}$ であった。ここで、洪水時における中～大河川の河川流速 $v_p = 2 \sim 3\text{m/s}$ <sup>(例えば、8)</sup>に縮尺比1/5のフルード相似則を適用させると実験流速 $v_m = 0.9 \sim 1.3\text{m/s}$ となる。そこで本実験では $v_m =$

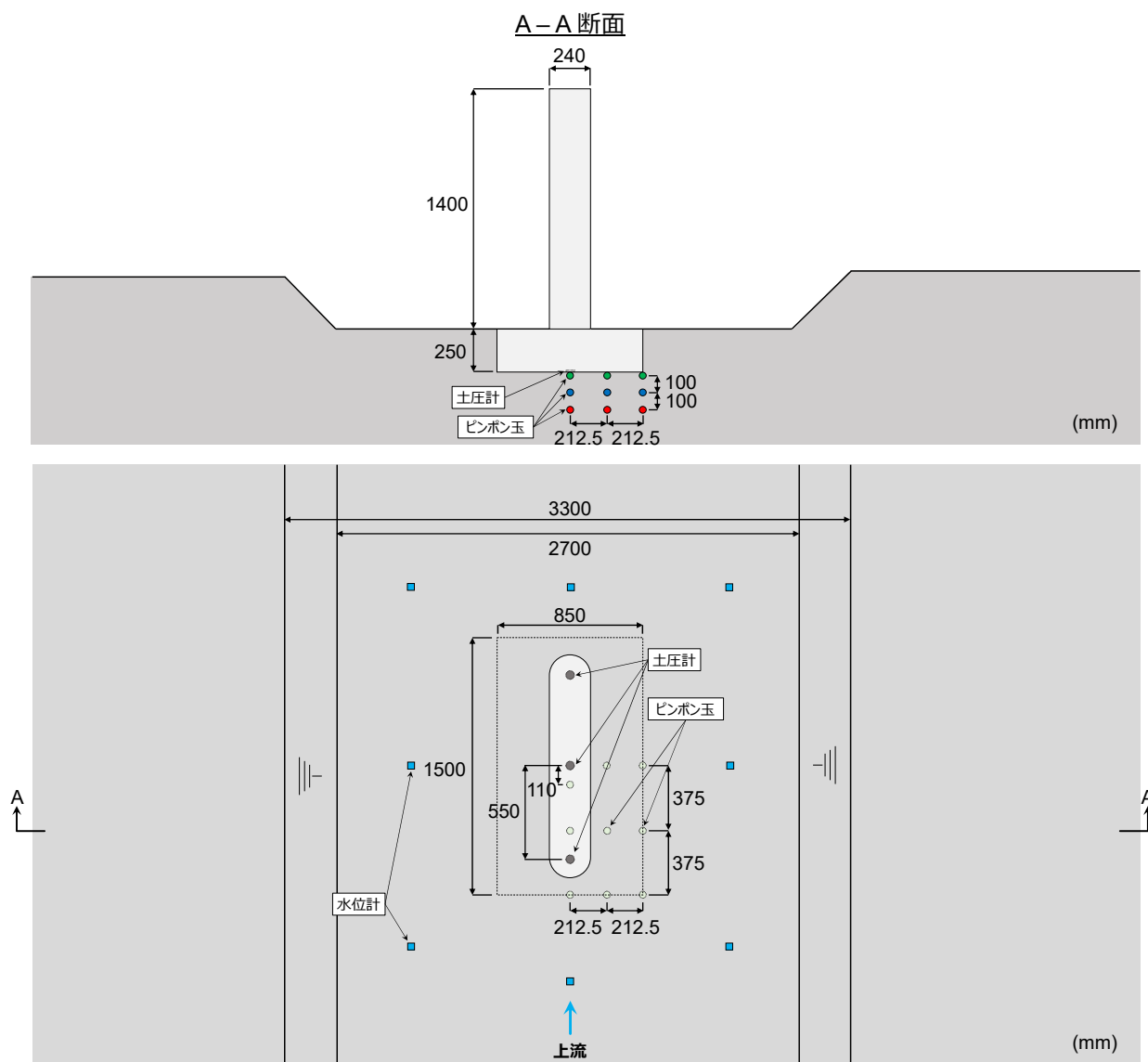


図-4 模型橋脚の配置状況

0.9m/sとなるような水深 $H_r$ と $Q$ をマンニングの式(粗度係数 $n = 0.03$ )から算出した。その結果、それぞれ $H_r = 0.2\text{m}$ 、 $Q = 0.5\text{m}^3/\text{s}$ となり、 $Q$ は第2段階の $Q_m$ と概ね一致することから、本実験では中～大河川の洪水流を再現していることになる。

### 3. 屋外大型開水路実験の結果および考察

#### (1) 橋脚の傾斜と地盤反力の経時変化

図-5は実験中に観測した $Q_m$ 、TS測量で計測した模型橋脚の変位 $d_x$ 、 $d_y$ 、 $d_z$ 、地盤反力 $q$ の経時変化を示している。経過時間 $t$ の原点は上流貯水槽から河川水が水路に流入した時間である。流量の初期段階として排水ポンプを4基発動した状態で河川水が模型橋脚に達し、所定の河川水位 $H_r$ となったのはおよそ $t = 8$ 分である。この時間での $q$ は浮力の作用によって減少していることがわかる。模型橋脚の変位はY軸の $d_y$ が $t = 20 \sim 30$ 分の間でわずかに上流側へ増加している(図-5中の拡大図参照)。 $q$ は $t = 23$ 分頃からフーチング上流側のCh.1が減少し始め、それと同時にフーチング中央部のCh.2は増加し、フーチング下流側のCh.3はCh.1と同様に減少している。 $q$ の低下量を計測場所別に比較すると、下流側のCh.3よりも上流側のCh.1が大きい。 $t = 30 \sim 40$ 分では $d_y$ がさらに増加するだけではなく $d_x$ が右岸側に増加し、 $d_z$ は

沈下傾向にある。  $q$  の傾向はCh.1では  $t = 33$  分頃に  $q = 0 \text{ kN/m}^2$ ， Ch.3では  $t = 39$  分頃に  $q = 0.2 \text{ kN/m}^2$  となっている。 Ch.3が  $q = 0.2 \text{ kN/m}^2$  となった時間にCh.2では  $q = 240 \text{ kN/m}^2$  程度まで上昇し， 実験開始時の2倍以上の荷重が作用している。 その後，  $Q_m = 0.32 \text{ m}^3/\text{s}$  の水理条件が継続する  $t = 80$  分頃ごろまでは， Ch.2の  $q$  は微増している。 その間に  $d_x$  は右岸側，  $d_y$  は上流側へ変位が増加している。  $d_z$  は模型橋脚上流側の測点1および3は沈下傾向にあり， 模型橋脚下流側の測点2および4は隆起傾向に変位が増加しているため， 模型橋脚は上流側へ回転するように変位していることがわかる。 流量を  $Q_m = 0.48 \text{ m}^3/\text{s}$  に増加させた  $t = 80$  分以降は変位が急激に増加している。  $t = 89$  分頃にはCh.1およびCh.2の  $q = 0 \text{ kN/m}^2$  程度は継続されているが， Ch.2では  $q = 330 \text{ kN/m}^2$  程度まで上昇している。 その後， Ch.2の  $q$  は  $t = 100$  分頃ごろまで段階的に低下し，  $t = 100$  分頃以降は  $q = 130 \text{ kN/m}^2$  程度で一定値となり， 模型橋脚の変位の増加は確認できない。 なお， 模型橋脚の重量から計算するとフーチング底面には  $q = 17 \text{ kN/m}^2$  が等分布荷重として作用することになる。 しかし， この計算値よりも計測値の  $q$  は大きい値である。 これは土圧計の直径が小さいため， 支持地盤の局所的な土圧を集中荷重的に計測しているためと予想されるが， 荷重低下が発生する箇所・時刻などの挙動は概ね把握できていると判断した。

次に図-6はフーチング下部の河床に埋設したピンポン球の流出状況と， 上述した  $q$  の変化から推定したフーチング底面の洗掘状況を示している。 実験ではフーチング下面に配置したピンポン球のみが流出

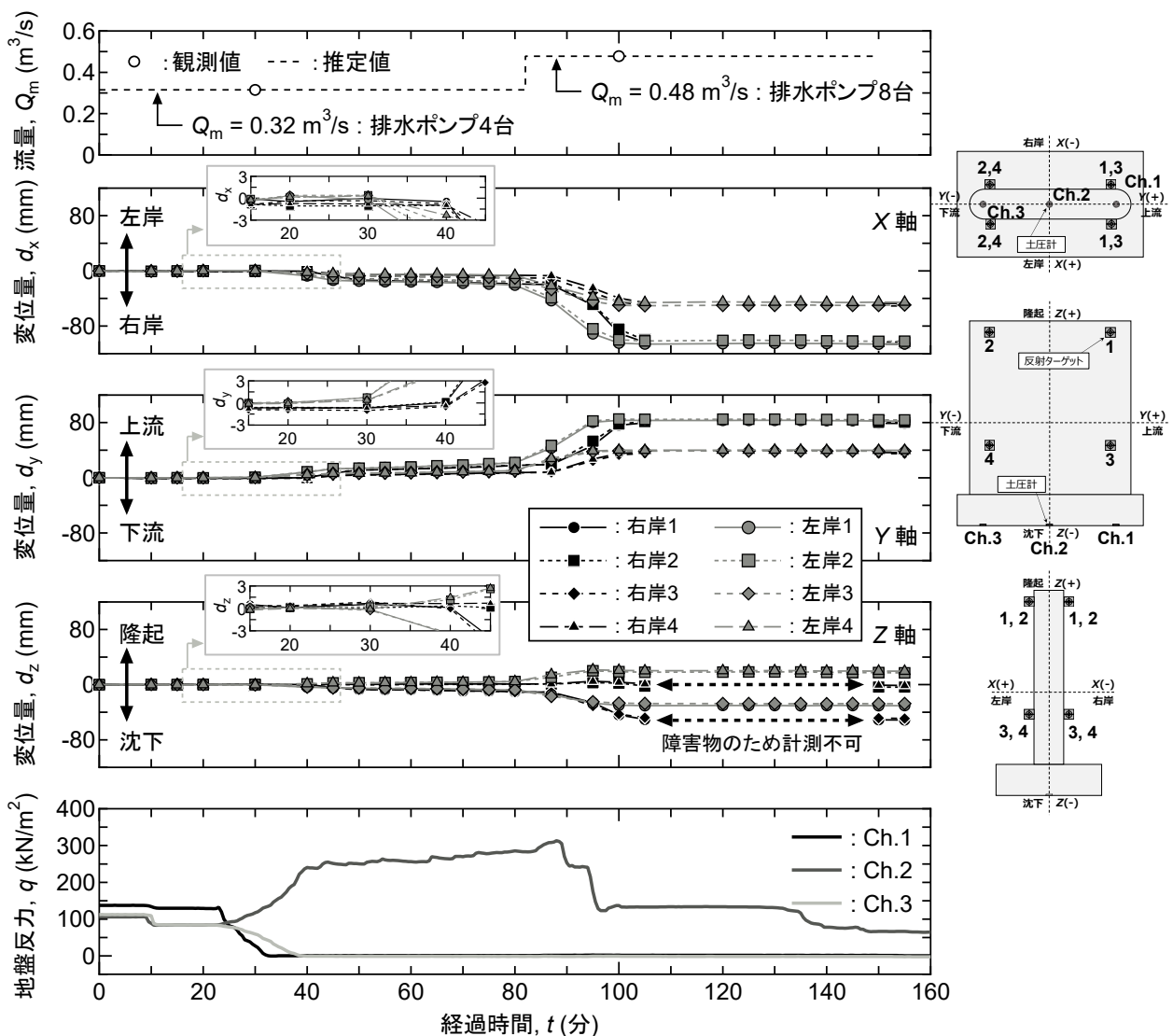


図-5 実験中の観測流量，橋脚変位，地盤反力の経時変化



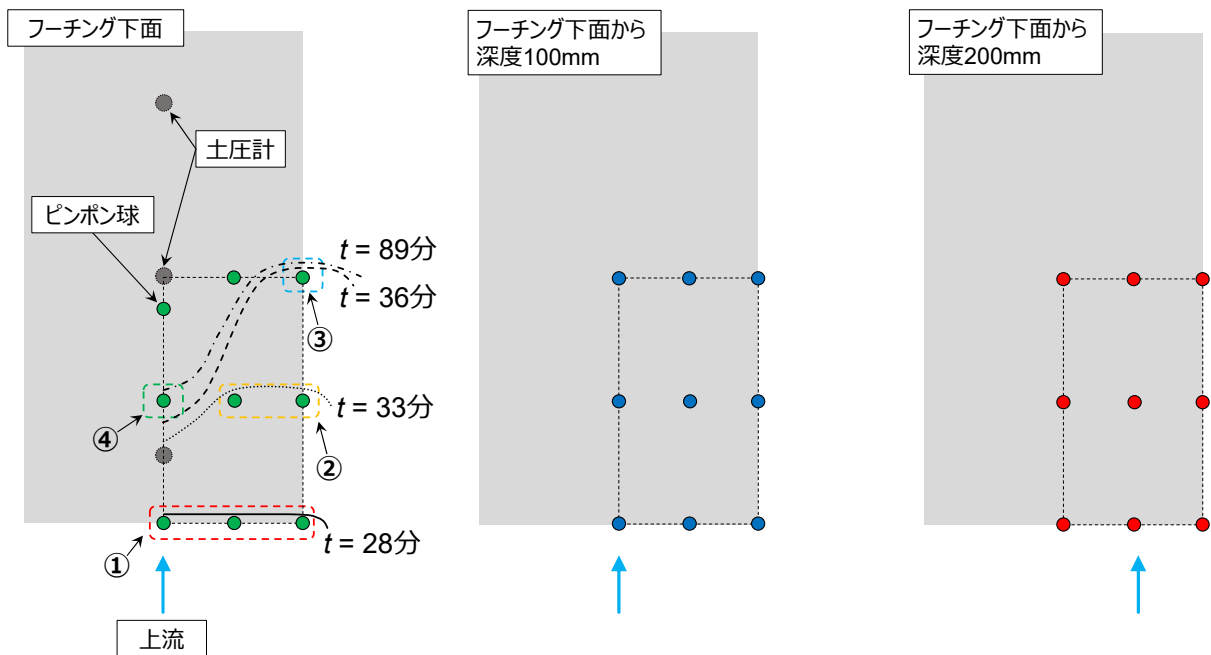


図-6 支持地盤の推定洗堀状況

した．このことから深度方向の洗堀範囲はフーチング下面から100mm以内といえる．図中の番号①～④が流出したピンポン球を示しており，図中の線は推定した洗堀範囲である．① $t = 28$ 分にフーチングの上流端に配置したピンポン球の全てがほぼ同時に流出した．②次に $t = 33$ 分には上流側に設置したCh.1の土圧計付近のピンポン球が流出した．しかし， $q = 0\text{kN/m}^2$ となった時刻とピンポン球の位置関係から，洗堀範囲はフーチングの中央部よりもフーチング端部で下流方向に進行していると予想される．③ $t = 36$ 分にはさらに下流部のフーチング端部に配置したピンポン球の流出を確認し，フーチング端部での洗堀範囲の進行が顕著となっている．④最後のピンポン球の流出は $t = 89$ 分であったが，フーチング端部と比較してフーチング中央部では洗堀が進行していない状況が伺える．

図-7は，図-5と図-6から推定した本実験における模型橋脚の流水条件下での傾斜・不安定化メカニズムを示している．通水前の $t = 0$ 分には均等に分布している $q$ は，河川水の到達後は浮力が作用するため，減少する．流水の作用が継続すると上流側のフーチング底面で洗堀が発生し，底面下は空洞状態となる．この洗堀が発生した箇所では $q = 0\text{kN/m}^2$ となるため支持力は期待できない．このような支持地盤と支持力の消失に伴い，模型橋脚の変位は上流側へ進行する．上流側での模型橋脚の傾斜・変位によって下流側のフーチング底面は支持地盤から浮き上がるため，下流側のフーチングに作用する $q$ は低下する．こ

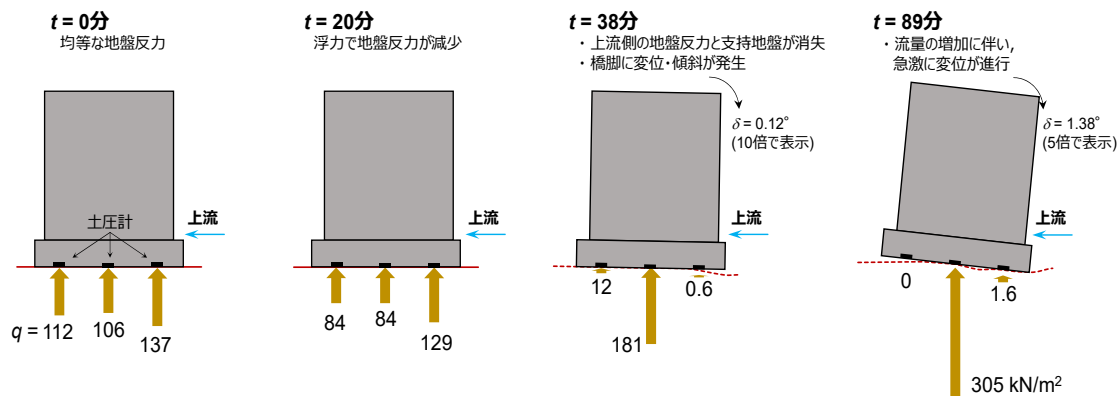


図-7 支持地盤の地盤反力変化と模型橋脚の傾斜メカニズム

れによってフーチング中央部の $q$ が集中的に増加し、極めて不安定な支持力分布となる。このような状態で河川流量を増加させると $q$ が低下し、変位の進行はさらに大きくなる。この現象の説明には支持地盤の降伏などが考えられるが、詳細は不明である。模型橋脚の変位の増加量は $q$ の低下が減少するとともに低下した。

本実験結果からの範囲では、橋脚にわずかな変位・傾斜が発生した段階で支持地盤は洗掘に伴い流失し、支持力が期待できない状態にある。これは橋桁や橋脚などの橋梁部材が健全であっても洪水流中で目視できない橋脚支持地盤が不安定化していることを意味している。このようなことから、橋脚に傾斜が発生した段階で道路利用者や道路管理者に向けて早急に危険性を発信して利用の抑止や道路通行止め措置を行う判断材料の提示が必要といえる。

図-8は橋脚の傾斜角 $\delta$ についてLECおよびL-Watchの計測値と、TS測量からの算出値の比較を示している。なお、LECで10秒間隔、L-Watchでは15分間隔で $\delta$ を記録している。X軸、Y軸ともに $t = 75$ 分まではLECおよびL-Watchの計測値はTS測量と良く一致していることがわかる。 $t = 75$ 分から90分までの急激に $\delta$ が増加する傾向は、計測間隔15分のL-Watchでは把握できていない。しかし、 $t = 90$ 分におけるL-Watchの計測値は、LECおよびTS測量の結果と整合している。なお、LECとTS測量の結果は一致しており、急激な $\delta$ の増加を計測間隔10秒のLECで十分に計測可能である。 $t = 90$ 分以降はLECおよびL-Watchに接続されている傾斜計がレンジオーバーのため $\delta = 2^\circ$ 程度から大きな変化はないが、橋脚の変位は進行しているためTS測量ではX軸が $\delta = 3.7^\circ$ 程度、Y軸は $\delta = 2.7^\circ$ 程度の傾斜が発生している。これらのことから、 $\delta$ が小さい領域においてLECおよびL-Watchの計測値はTS測量との整合性が高く、十分な精度を有していると言える。図-6の結果から、 $\delta$ が小さい状態ではすでに上流側のフーチング底面では支持地盤が消失し、支持力が低下していることを考えると、本モニタリングシステムで洪水時の橋脚の不安定化を十分に把握可能といえる。なお、LECの発光については図-9に示すように、4. で後述する実橋への適用を見据えて設定した所定の $\delta$ で緑色から赤色に発光することを本実験において確認した。また、LECの発光は常時監視であるため、先述した $\delta$ の記録間隔（10秒）に依らず、管理値を超えると直ちに発光色が変色する仕様となっている。

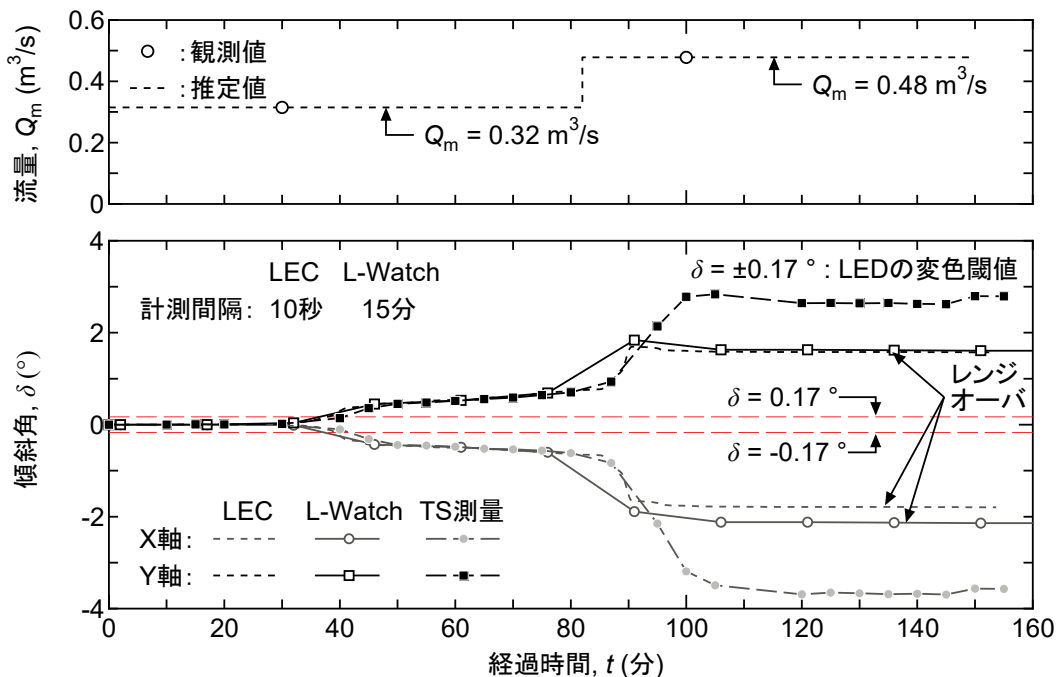


図-8 各種方法で計測した橋脚傾斜角の経時変化の比較

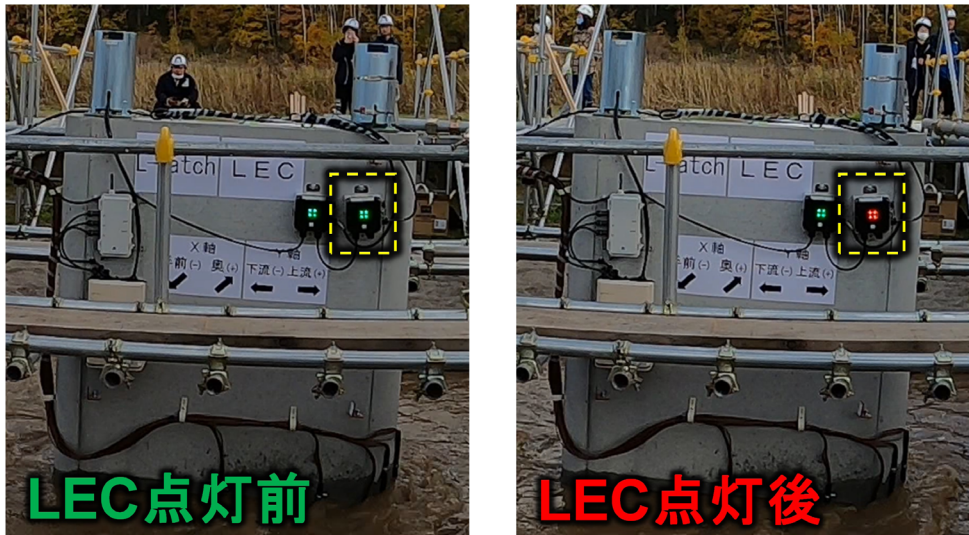


図-9 LECの点灯状況

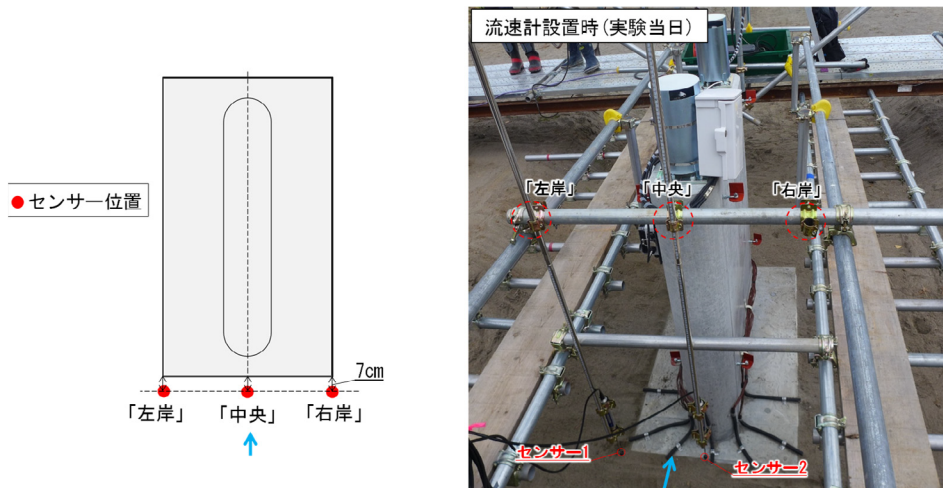


図-10 流速の計測位置

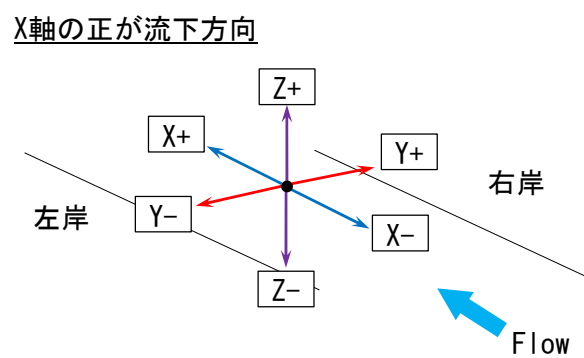


図-11 流速の座標軸

## (2) 橋脚周辺での流速分布

図-10は実験中に行った流速の観測地点を示している。橋脚フーチング周辺の流速は、洗堀の進行が顕著と考えられるフーチング上流で行った。上流のフーチング端から70mm上流の位置においてフーチング左端部、中央部、右端部の複数の水深で流速を計測した。図-11は測定した流速の座標を示している。流速の計測には3軸の電磁流速計を用いた。

図-12a), b), c) は、X-Y平面における左端部、中央部、右端部の流速ベクトルを水深別に示している。なお、流速は1分間の平均流速である。また、図-12c) に示した右端部の計測結果については、計測時間の関係から4深度のみの結果である。流速は水面に近いほど大きく、河床に近いほど小さい傾向にある。左端部(図-12a)の水面付近の測点①および②では、河道中央部に流向が向いているが、測点③からは左岸側へと流向が変化している。中央部(図-12b)についても水面付近で流速が大きい。測点③までは河道中央(橋脚中央)からやや右岸側の下流へ流向が向いている。しかし、測点④では下流への流速が小さくなり、測点⑤では上流側への流向が確認できる。この上流側への流速は河床に近い測点⑥および測点⑦において大きい値となっている。また、図-12c) に示した右端部の流向は右岸側である。

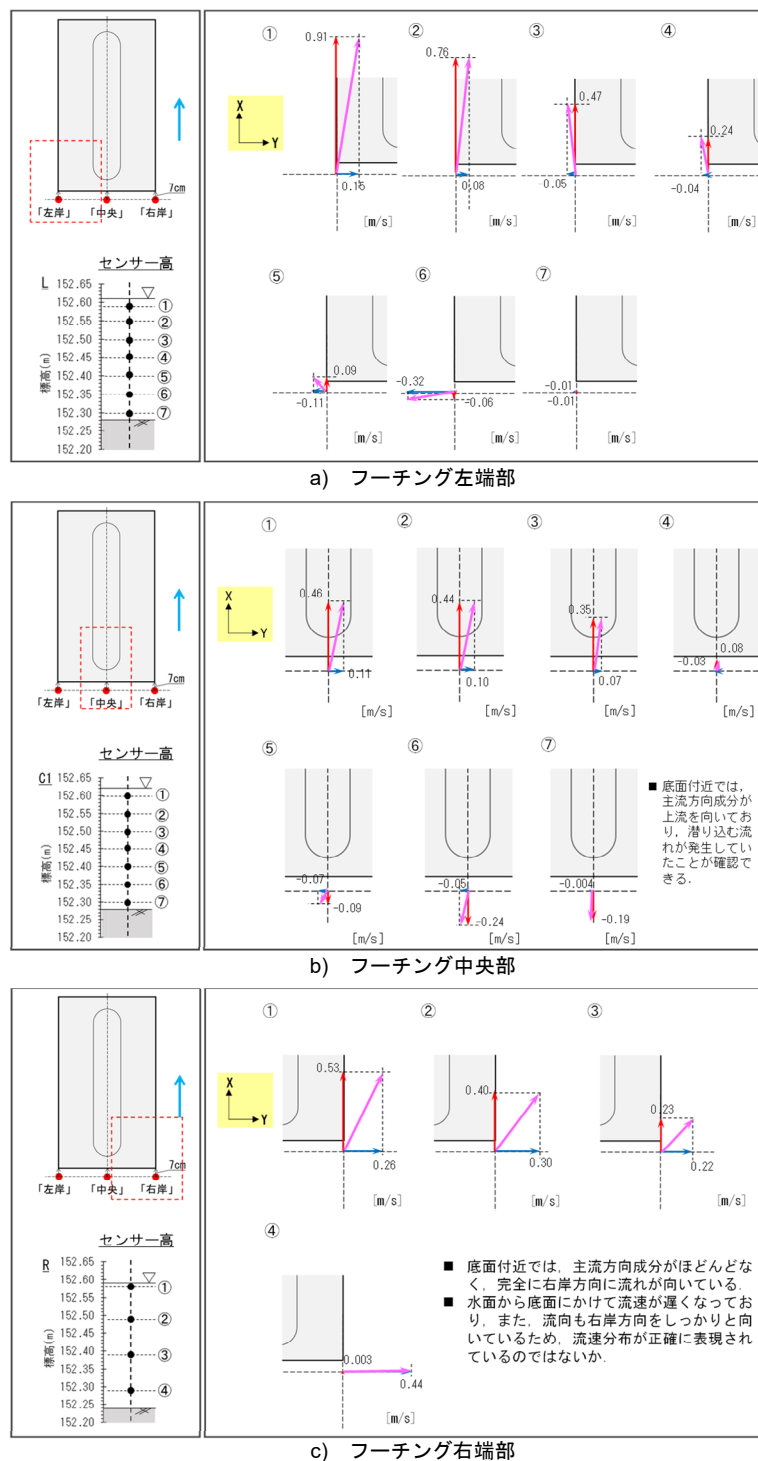
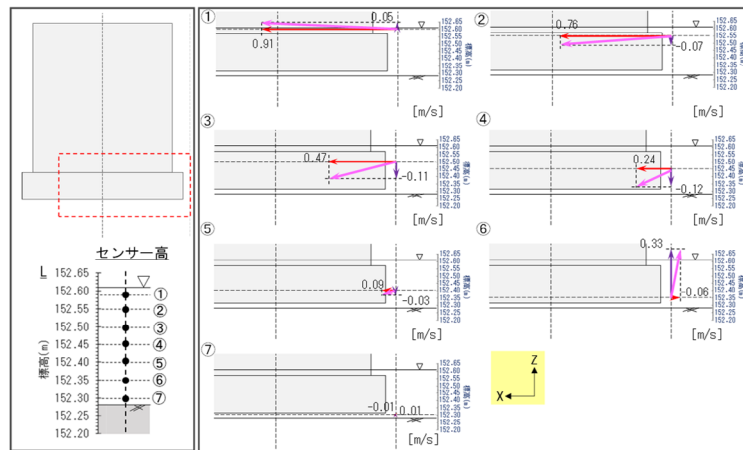
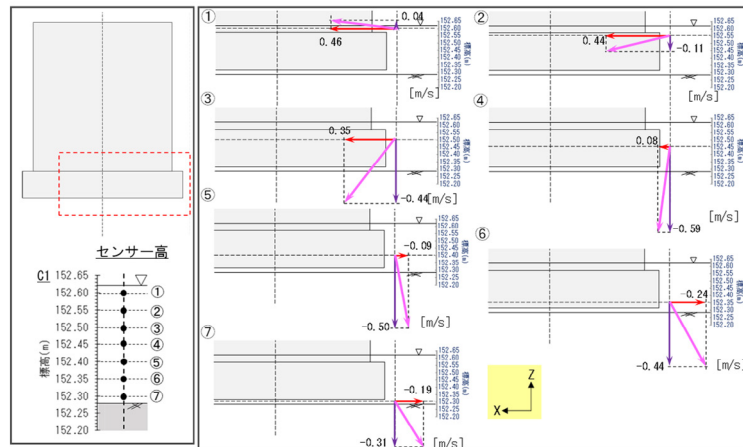


図-12 X-Y平面における流速ベクトル

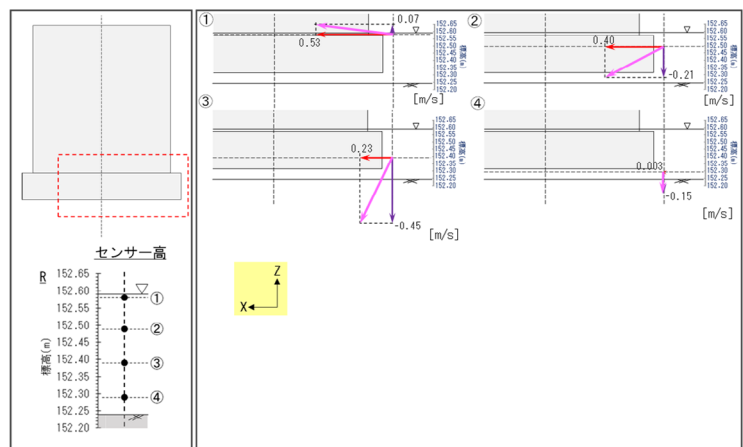
図-13a), b), c) は, X-Z平面における左端部, 中央部, 右端部の流速ベクトルを水深別に示している. 図中の地盤面は流速測定時の同時に観測した河床位置を示している. 流速観測時にはすでに30mm程度の河床低下が発生していた. 流速ベクトルは, 左端部, 中央部, 右端部の違いに依らずフーチング上面より高い位置の水面付近では下流方向への上昇流となっている. 一方, 測定した水深が深くなってフーチング端面付近では下流方向への下降流へと変化している. しかし, この下流方向への下降流はフーチング高さの半分程度までであり, フーチング高さの半分よりも深い水深では上流側への下降流と変化する傾向にある. 図-13a) に示した左端部における測点⑥では下流方向への上昇流が観測されている.



a) フーチング左端部



b) フーチング中央部



c) フーチング右端部

図-13 X-Z平面における流速ベクトル

以上の結果から橋脚への流体力をまとめると、水面に近い領域では下流方向への上昇流が作用している。上流側のフーチング端面ではフーチング高さの半分程度までは水面と同様に下流側への上昇流が作用しているが、半分より下方の領域では上流方向への下降流へと変化している。この下降流は河床へ行くと流速が大きくなるとともに、一部の計測箇所では上昇流へと変化している傾向が確認できた。これらの結果から、フーチング底面付近では馬蹄型渦やらせん渦流が発生していると推察される。

#### 4. 供用中の実橋へのモニタリングシステムの適用

屋外大型開水路実験において有用性を確認したLECとL-Watchによるモニタリングシステムを北見市内の実橋に設置し、試験運用を行った。対象の橋梁は北見市内を流下する常呂川水系無加川を渡河する市道である。無加川の上流では、2016年北海道豪雨災害において顕著な河床低下が発生し、構造物基礎の根入れ不足が深刻な問題となっている。本研究では、今後の大規模出水時に河床低下による橋脚の不安定化に対する予防保全的なソフト対策として、本モニタリングシステムを適用した。

図-14は本モニタリングシステムを設置した橋梁の側面図を示している。対象橋梁は橋長64.7m、3径間、幅員5.5m、PC中空床版単純桁である。橋台は逆T型であり、橋脚は小判型壁式である。橋台・橋脚

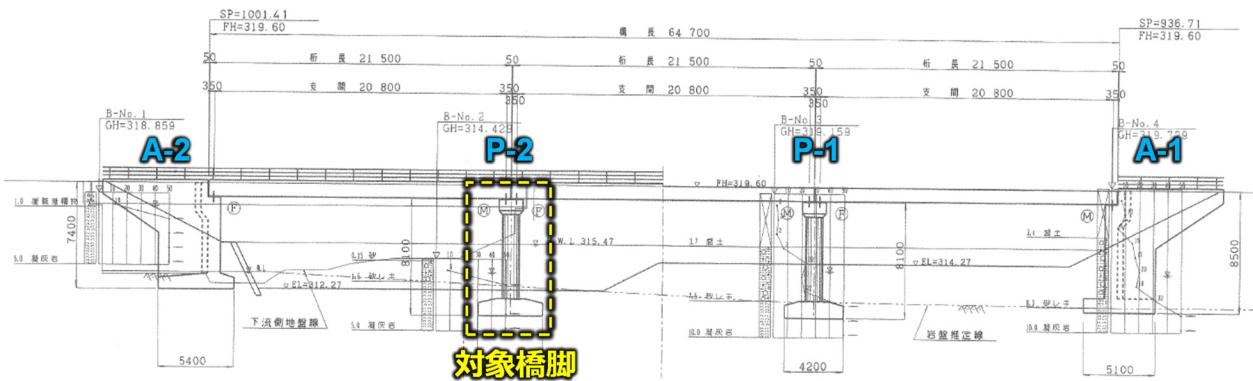


図-14 モニタリング対象橋梁の側面図

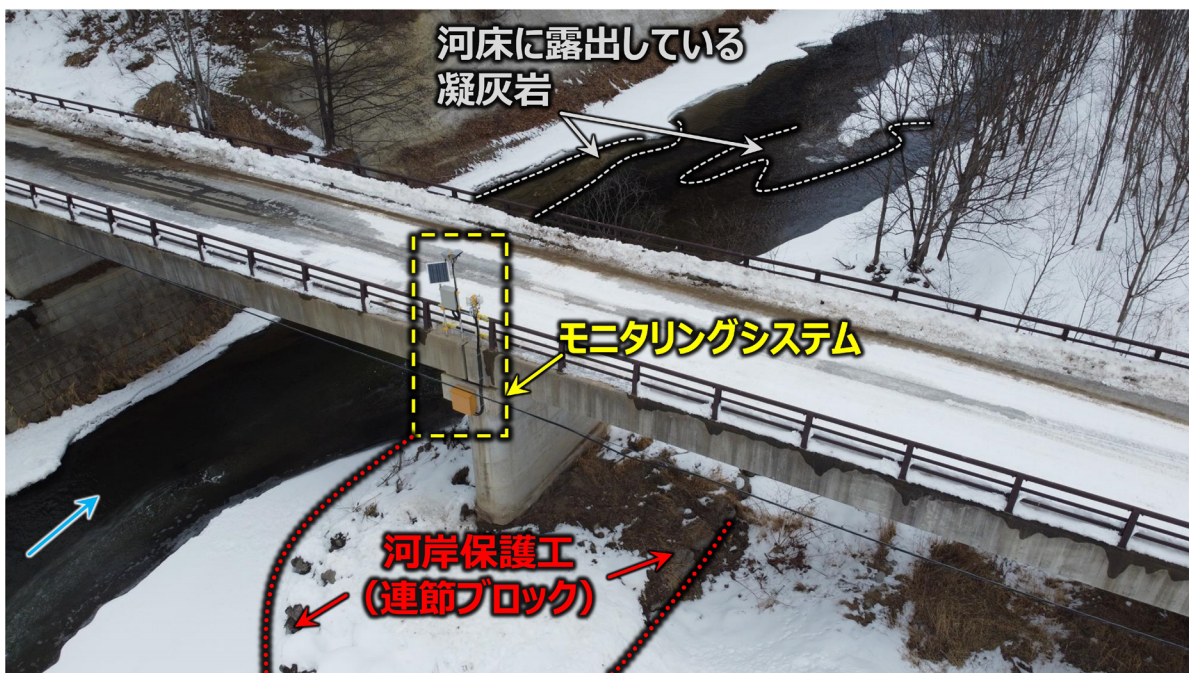


図-15 モニタリングの対象橋梁の全景写真

ともに基礎形式は直接基礎である。モニタリングシステムはP-2に設置した。図-15は対象橋梁をUAVで撮影した画像である。無加川はP-2とA-2の間を流下しており、P-2の周辺には連節ブロックによる河岸保護工が行われている。無加川では河床低下が問題となっており、当該箇所においても河床礫はほとんど存在しておらず、対象橋梁周辺の河床には風化して軟岩状となった凝灰岩が露岩している状態にある。このような凝灰岩が河床において露岩すると河床低下が急激に進行することが知られており<sup>9)</sup>、当該河床においても先述した河岸保護工の滞筋に近い範囲では連節ブロックの沈下が発生している。

図-16は傾斜計の橋脚への設置状況を示している。傾斜計は出水時の水没や流木の衝突を回避するた



図-16 傾斜計の設置状況

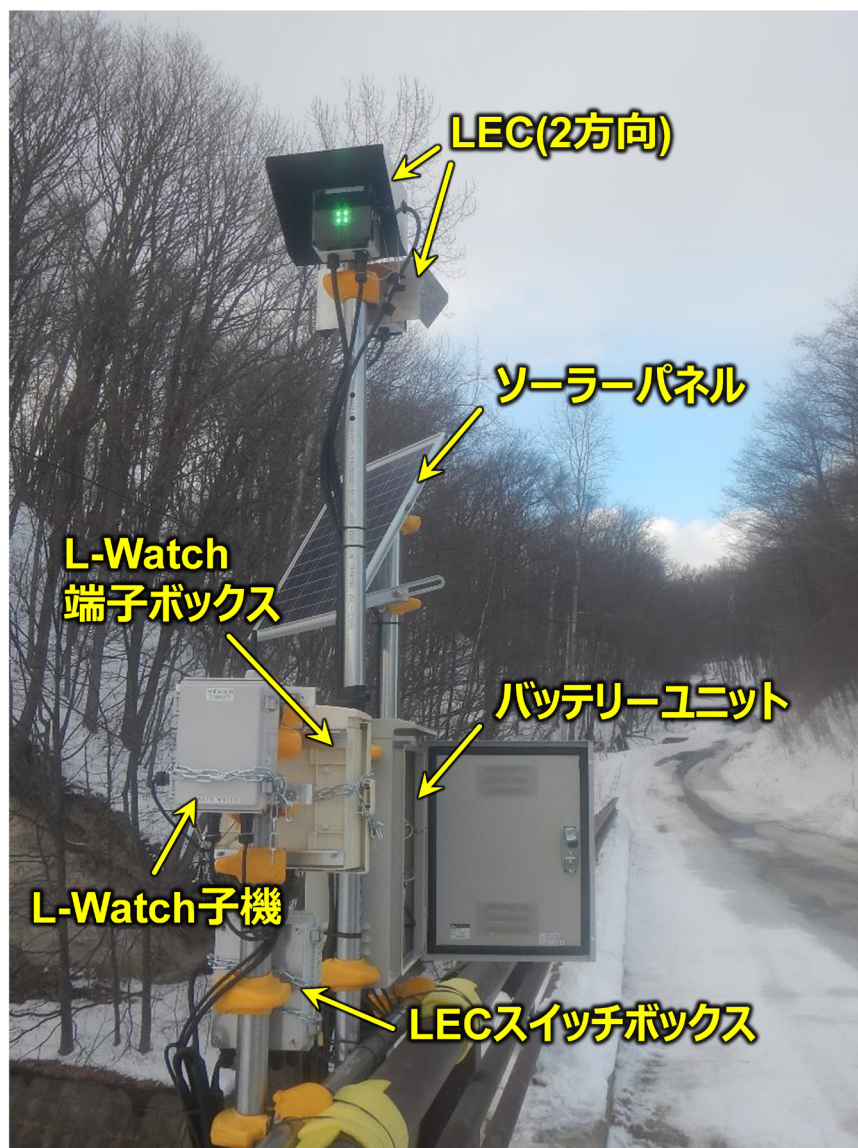


図-17 モニタリングシステムの設置状況

め、橋脚躯体の上部に設置した。使用した機器は屋外大型開水路実験と同様である。屋外での長期間の傾斜計測では温度による測定値のドリフトが問題となる場合が多いため、温度補正用の温度計を併せて設置した。傾斜計には保護具を取り付けた後、最終的には断熱加工を施したコンパネで保護した。図-17は橋上に設置したモニタリングシステムを示している。屋外大型開水路実験の結果から実橋においても傾斜の測定は河川横断方向（右左岸方向）および河川流下方向（上下流方向）の2軸とした。LECやL-Watchの計器等は道路の除雪による影響を考慮して傾斜計直上の高欄よりも上部かつ外側に設置した。LECにおけるLEDの点灯面は道路上下線の2方向とした。また、L-Watchで使用しているLPWAの低消費電力の利点を活かし、システムの駆動電力は電池、ソーラーパネル、バッテリーから構成することができるため、100V電源が無くても運用できる。

次に管理基準は以下の考え方で設定した。鉄道橋では、橋脚支持地盤の洗掘による傾斜について報告されており、橋脚の高さによって管理基準値が異なるが概ね $\delta = 0.2 \sim 0.4^\circ$ 程度が運転中止の規制値となっている<sup>10)</sup>。また、鉄道における他の事例では、橋脚天端の $\delta$ として $+1^\circ$ で警報メールが送信される基準値としている<sup>11)</sup>。一方で道路橋については傾斜計を用いたモニタリングシステムについては報告例が少なく、数値解析的な検討が進みつつある<sup>3)</sup>。そこで本研究では、橋桁間の遊間（対象橋梁では50mm）を水平変位の最大値として $\delta$ の管理基準値案を検討した。橋桁間の遊間が狭くなった場合には、橋面上の





図18 L-WatchのLPWA通信によって伝送されたデータ

道路舗装部で圧縮破壊に伴う隆起が発生していると考えられ、事実上、車両の通行は困難となる。一方、遊間が広がった場合には道路舗装部には引張亀裂が発生し、この場合には段差が発生し、道路機能は著しく低下していると予想される。ここで、橋桁同士の遊間から許容水平変位を50mmに設定すると、橋脚の高さは8100mmであるため $\delta = 0.354^\circ$ となり、これを基準傾斜角とした。実用上は $\delta = 0.354^\circ$ に対して安全率を考えて $\delta = 0.170^\circ$ で道路利用抑止の注意喚起のための赤色点灯になる設定とした

図-18はL-WatchのLPWA通信によってクラウドサーバへ伝送された計測値のwebページでの閲覧例を示している。L-Watchの計測結果は、屋外水路実験と同様に15分間隔で伝送されて計測結果がアップデートされる。図-18の上図は傾斜角、下図は温度の経時変化であり、モニタリングの例として2020年8月から2021年2月の結果を表示している。このようなwebページの整備によって道路管理者は直感的に対象橋梁の状態を把握できる。傾斜角が図中の設定値を超えた際には道路管理者へメール発信される。道路管理者へのメールは傾斜角に応じて段階的に発信するが、LECによって10秒間隔で計測されてる傾斜角は先述した基準値に達した際には直ちにLEDが赤色点灯する。また、2020年8月において傾斜計の保護ボックス内の最高温度は $30.17^\circ\text{C}$ であった。一方で2021年2月の観測値の最低温度は $-18.24^\circ\text{C}$ となり、ここまでの観測記録における最大温度差は $48^\circ\text{C}$ を超える。このように極端な温度変化がある中でも傾斜角の温度変化に対するドリフトは確認されず安定した計測を継続しており、本システムの積雪寒冷地での適用性を確認できた。

## 5. まとめ

本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 屋外大型開水路実験の結果から、橋脚にわずかな変位・傾斜が発生した段階で支持地盤は洗掘に伴い流失し、支持力が期待できない状態にある。
- 2) 橋脚の傾斜角が小さい段階においてLECおよびL-Watchの計測値はTS測量との整合性が高く、十分な精度を有しており、洪水時における橋脚の不安定化を傾斜角の変化として十分に把握可能である。
- 3) 所定の傾斜角で緑色から赤色に点灯するように設定したLEDは、水路実験中に設定どおりに点灯した。
- 4) 北見市の実橋に設置した本モニタリングシステムの傾斜角は温度変化に伴うドリフトは確認され

ず、計測値はLPWA通信によってクラウドサーバへ伝送されてweb上で状態モニタリングが可能であった。

一連の実験から橋脚支持地盤の洗掘による初期変状を本モニタリングシステムによって捉えて、注意喚起するためのLEDを赤色点灯することができた。このシステムは支持地盤の洗掘によって不安定化する橋台に対しても有効なモニタリングシステムである。しかし、本実験では橋脚傾斜に及ぼす桁の拘束効果の影響について再現できておらず、今後引き続き検討する必要がある。

## 謝辞

屋外大型開水路実験における排水ポンプ車の配備には北海道開発局網走開発建設部北見河川事務所・北見道路事務所と北見工業大学地域と歩む防災研究センターとの連携協定を活用した。屋外大型開水路実験設備の施工やポンプ操作には美幌貨物自動車(株)、北成建設(株)にご尽力頂いた。実験中の流量観測は北見工業大学 渡邊康玄先生、同大学院博士前期課程2年 松田朋也氏(現 日本工営(株))、(株)北開水工コンサルタント 井上和哉氏から多大な協力を得た。また、屋外大型開水路実験における計測機器の準備や計測には、(株)ダイヤコンサルタント、(株)エーティック、(株)東京測器研究所のご協力を得た。供用中の実橋梁への設置については、北見市都市建設部の協力を得た。末筆ながら記して深甚なる謝意を表す。

## 参考文献

- 1) (公社)地盤工学会 災害連絡会議 令和元年台風19号(東日本台風)および10月末豪雨災害調査団：令和元年台風19号(東日本台風)および10月末豪雨災害調査報告書，2020年
- 2) 松田朋也，渡邊康玄：2016年8月北海道豪雨時における高原大橋の被災要因と対策の効果，自然災害科学，Vol.30，特別号，pp.43-55，2019.
- 3) 中野孝亮，宮森保紀，今泉宜人，日向洋一，三上修一，大島俊之：FEモデルを用いた橋脚洗掘に対する安全閾値の基礎的検討，令和2年度土木学会北海道支部論文報告集，Vol.77，A-04，2021.
- 4) 太田凌平，磯部公一，江川拓也：素因の統計的分析による豪雨時の渡河橋梁直接基礎の洗掘沈下危険度評価，地盤工学会北海道支部技術報告集，Vol.59，pp.233-242，2019.
- 5) 仁ノ平直樹，新名航，渡邊健治：河川橋脚基礎における洗掘現象の進行および橋脚の不安定化に与える河床材料の影響，第55回地盤工学研究発表会概要集，2020.
- 6) 芥川真一：On-Site Visualizationを用いた工事現場における計測結果の視覚化，コンクリート工学，Vol. 53，No. 5，pp.431-435，2015.
- 7) 鏡原聖史，永井哲夫，小田和広，小泉圭吾，田中茂，芥川真一，鳥居宣之，原口勝則：光センサシステムを活用した道路パトロールの提案，土木学会第71回年次学術講演会，CS7-006，2016.
- 8) Yorozuya, A., Motonaga, Y. and Iwami, Y.: Technique of water & sediment flow measurement of rivers during flooding, NAGARE, Vol.32, pp.359-364, 2013.
- 9) 井上卓也，村上泰啓，伊藤丹，数馬田貢：流砂による軟岩侵食と岩の物性値の関係，土木学会論文集B1(水工学)，Vol.69，No.4，I\_1039-1044，2013.
- 10) 小林範俊，島村誠：橋脚洗掘モニタリング手法の開発，Technical Review，No.3，pp.49-52，2003.
- 11) 飯塚友博，浦木信孝，杉原普作，後藤晃治：洪水時における鉄道橋脚部洗掘への影響監視事例，全地連「技術フォーラム2013」，120，2013.