

4. 現地に設置した研究室ならではの研究活動

4.1. 研究活動の概要

復旧研では、復旧事業を通じて得られる技術的な知見の収集と技術基準類等へ反映させていくための研究等に取り組んできた。この5カ年で取り組んできた主な研究課題と成果概要は表-4.1に示す。本章ではこの中から、現地調査等を踏まえて見出した新たな課題に関する研究事例を紹介する。

表-4.1 熊本地震復旧対策研究室の主な研究課題と成果

研究課題	主な成果
地盤変状が橋に及ぼす影響の最小化	<ul style="list-style-type: none">・落橋しにくくかつ早期の道路機能回復に資する支点部の損傷制御法（破壊形態・設計法）の提案・道路沿いの斜面変状の早期把握手法の提案
震災復旧した橋の補修効果の確認方法	ICT技術を活用した震災復旧工事における補修効果確認のためのモニタリング方法の提案
ケーブルの耐荷力・耐久性評価	<ul style="list-style-type: none">・ケーブルの耐荷力に関する知見の蓄積・ケーブル被覆の補修方法及び耐水性検証方法の提案
基礎の状態把握及び損傷が生じにくい基礎の条件	<ul style="list-style-type: none">・基礎損傷調査における高周波衝撃探査法の活用方法の提案・基礎の構造形式や地形条件が基礎の損傷に及ぼす影響に関する知見の蓄積
維持管理を行う上で有用となる震災復旧工事で取得すべき情報とその活用方法	震災復旧工事で得られる情報の維持管理への活用方法と記録・保存方法案の提示

4.2 現地調査等を踏まえて見出した新たな課題に関する研究事例

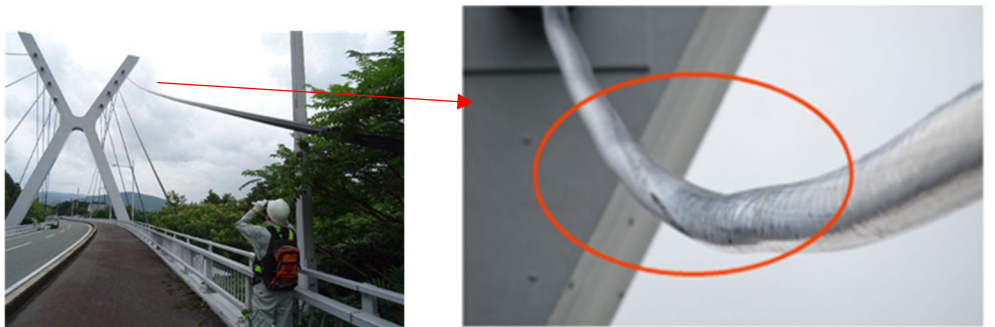
4.2.1 ケーブルの耐荷力・耐久性に関する研究¹⁾

4.2.1.1 概要

斜張橋やエクストラドーズド橋などにおける主要な構成部材の一つであるケーブル部材には、供用中に所要の耐荷性能を確保するために必要な強度と剛性を有することに加え、その前提として腐食等の経時的な影響により断面欠損したり強度低下したりしないような耐久性能の確保も合わせて求められる。

2面4段の全16本のケーブルで支持された斜張橋である桑鶴大橋では、熊本地震後に近接目視により外観変状調査を行った結果、ケーブルのよれや、照明柱との接触などによる被覆材の損傷などが生じた(写真-4.1、写真-4.2)。本橋の復旧では、上段1、2段目の計8本は、外観調査でケーブルのよれが確認されやことやケーブル張力が小さくなっていることから、被覆内部にある鋼線に破断を含めた変状が生じている可能性が排除できないと考えられたため撤去し交換した。一方で、下段3、4段目はよれが見られなかったこと、張力からケーブル塑性化はしておらず弾性範囲に留まっていると判断し残置して再利用した。

本橋では被災により通行止めとなっている橋の復旧ということもあり上記の判断に基づき一部のケーブルを交換したが、一般にケーブル交換はケーブルが負担している張力を別途受け直したうえで取り外し、ケーブル再設置、張力調整するなど、供用を停止した上で大規模な工事が必要となり容易な方法ではない。また、残置ケーブルにも外観調査で確認された被覆材の傷だけでなく過去の補修痕跡が確認されたが、この補修がケーブルに求められる耐久性を確保している状態かの判断も必要な状況であった。一般に、耐久性能を確保するうえで重要な役割を持つケーブルの被覆材は、ケーブル架設



(a) よれ



(b) 定着部でのゴムカバーからのずれ



(c) 照明柱との緩衝による PE 被覆の損傷

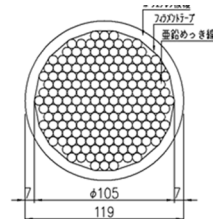
写真-4.1 外観調査で確認された桑鶴大橋のケーブル変状状況



写真-4.2 外観調査で確認された桑鶴大橋のケーブルの被覆の傷の例

中や地震、落雷、風による飛来物衝突等により損傷しうることを勘案すると、補修した被覆材に対する耐久性能の検証も必要と認識された。

そこで、撤去した本橋のケーブル(図-4.1)を活用し、亜鉛メッキ鋼線(以下、「素線」という。)の束を高密度ポリエチレン(以下、「PE」という。)で被覆したケーブルの耐荷力及び耐久性に関する検討を行った。



(最下段を除く)

図-4.1 桑鶴大橋のケーブルの断面構成地震で被災した桑鶴大橋のケーブルの調査

4.2.1.2. 撤去ケーブルの外観調査及び解体調査

撤去ケーブル計8本に対して、ケーブル撤去の直前と後に外観調査と解体調査を行った。なお、ケーブルの撤去は地震発生から約1年3ヶ月後に行われたため、地震発生以降に損傷・変状が発生、進展したものも含まれる可能性がある。

ケーブル外観調査で損傷や変状が見られた箇所、特に変状がなく健全とみられた箇所を7mを標準として切断した計32箇所を対象に、PE被覆及びフィラメントテープをはがしてケーブル内部の素線の状態を目視により確認した。

この結果、内部の素線は、外観調査(被覆をはがす前の状態)でよれや擦り傷、削り傷が生じていた箇所を含めて破断はみられなかったものの、一部箇所では最外縁の素線に茶色い錆が確認された。詳細に見ると、錆が確認された箇所の1つは、写真-4.1(c)に示した被覆が破損し素線が露出した箇所から主桁定着部側に位置するケーブルでみられたものであった。写真-4.3にこの範囲の一部区間の素線の状態を示す。この他に錆が確認された箇所でもこの箇所の上方に素線の露出が確認された損傷箇所がみられた。いずれも特に素線に沿った錆が顕著であり、素線どうしの谷間が水みちになったものと考えられる。一方で、被覆が破損し素線が露出していた箇所の素線には錆は見られなかった。このことから、地震の際に被覆に傷が生じ、それ以降にその傷の箇所から雨水が被覆内部に浸入し、ケーブル内部が湿潤な状態になったことが発錆の要因である可能性がある。



写真-4.3 被覆破損位置下方の素線の錆の状況

4.2.1.3. 撤去ケーブルの耐荷力に関する調査

建設当時からの経年変化や、地震による損傷の有無がケーブル強度に与える影響の確認を目的として素線の引張試験を実施した。試験体はケーブル解体調査をした計 32 箇所から、ケーブル健全部分、よれ部分、腐食が確認された部分から選定した素線 102 本である。引張試験は、日本鋼構造協会の JSS II-11-1194 に基づき行い、試験で用いた素線の長さは 500mm (つかみ間隔 350mm) とした。なお、引張試験は、単調引張試験に加えて、素線に塑性変形が生じた履歴の有無を確認できるようにするため、予め塑性変形を与えた後に除荷をした状態の素線に対しても引張試験も行った。ここで、予め塑性変形を与える引張試験では、まず塑性変形をした状態を模擬するために約 3%の引張ひずみに相当する荷重まで引っ張った後に除荷し、2%程度の残留ひずみを生じさせた。この後に試験機から一旦素線を取り外したうえで再度設置し、このときの伸びを 0mm とした上で再度引張試験を行った。この試験は、撤去ケーブルの素線と新品の素線それぞれ 1 本を対象に行った。

図-4.2 に外観調査でよれがみられたケーブルと健全とみられたケーブル、錆が生じていたケーブルから採取した素線の引張試験の結果から得られた破断伸びを、同製品の納品当時の実績等と合わせて示す。ここで、図の横軸はケーブル内の素線の位置を示しており、ケーブル中心の素線が $\delta 0$ で最外縁の素線が $\delta 7$ を意味している。いずれの素線の破断伸びも 6.6~7.4%の範囲にあり、JSS の規格値 (破断伸びで 4%) を上回った。錆が見られたものは、JSS の規格値は上回るものの錆がない素線よりは破断伸びが小さい傾向にある (6.6% (錆のみ)、5.8% (錆とよれ))。また、一度塑性化させた素線 (再載荷した素線) の場合は破断伸びが 5.2~5.4%とこれよりさらに小さく、再載荷しない場合より明らかに小さい。以上の結果から、撤去されたケーブルは外観調査でよれや錆が確認されたケーブルも含めて、塑性域まで達するような力が作用した可能性は低いと推測された。

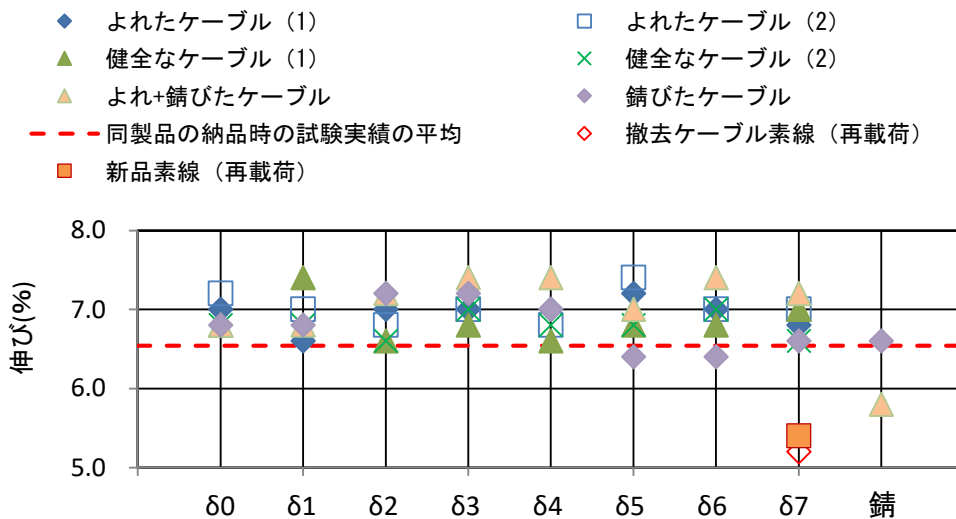


図-4.2 素線の引張試験による破断伸びの比較

4.2.1.4. ケーブルの耐久性に関する研究

(1) ケーブル内部の状態把握方法

ケーブル内部の素線の状態の確認方法として、本研究では PE 被覆の一部を削孔して内部の状態を確認する微破壊調査によりケーブル内部の素線の状態を目視で把握する方法を検討した。

被覆を削孔する際の孔の位置や大きさは、内部の素線状態の把握に加えて、ケーブル内の温湿度環境や、調査後に削孔部を補修してケーブルを引き続き供用することも考慮して決める必要があり、前述の調査結果等を踏まえて以下のように整理した。

- a) 削孔位置はケーブルの中でも腐食環境となりやすい箇所であること、調査後に孔を閉塞する観点から、ケーブル表面を伝う雨水の水みち経路上にないこと、閉塞のための補修施工の確実性が確保できる箇所であることに配慮して選定することが重要である。具体的には、降雨時のケーブルを伝う水の流れから水みちとなるケーブル下面 (写真-4.4) や、より直接的に雨がかけやすいケーブル上面側は避けることや、調査のために大がかりな足場の設置などをせずとも目視による確認が容易な位置が適している。
- b) 削孔部の大きさは、錆は素線どうしの谷間が水みちとなって生じていたことが前述の撤去ケーブルの調査で確認されたことから、隣接しあう少なくとも 2 本の素線の確認はできるようにする必要がある。また、削孔部は調査終了後に補修するが、補修部とその周辺の被覆との応力差などにより被覆が損傷しケーブル内部に水が浸入することがないような補修ができることも考慮して設定する必要がある。

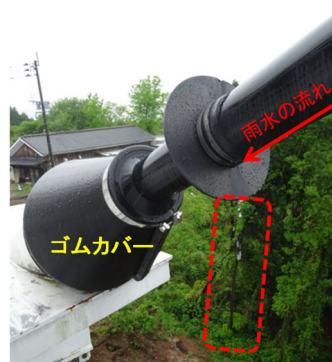


写真-4.4 ケーブルを伝う水の流れ

(2) PE 被覆の補修方法

PE はその物性上、接着剤が使用できないものの熔融による溶着はできる。また、被覆の補修方法は補修範囲の大きさや形状などによって使い分けることが想定される。ここでは、主にケーブル内部素線の状態を確認するための局所的な欠損箇所の補修を想定して、小孔や直線状の傷を熔融した PE 材を充填する方法による補修を対象に検討した。

検討は撤去ケーブルを活用して行った。まず、ケーブルの PE 被覆に小孔や傷を模した欠損箇所をつくり、溶着時の熱の与え方や削孔部への溶接材のあて方などを変えて PE 材を充填して試験体を作製した。そして、作製した試験体に対して、補修した被覆部の断面状態、補修した被覆の強度、さらに後述する方法による耐水性の確認を行った。

この一連の検討の結果から、PE 被覆の補修にあたっては、PE 材を充填する削孔部とその境界部の母材部分だけでなくその周辺の母材も十分に予熱すること、溶接材が接することになる削孔部の内側の母材部分を内部素線との接触部まで温めること等、耐水性を確保した施工品質のよい補修を行ううえで重要となる点を明らかにし、補修方法を提案した(図-4.3)。

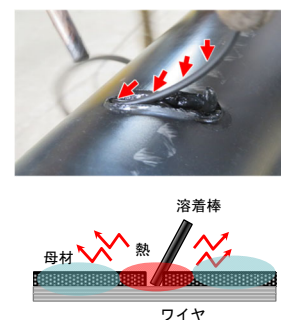


図-4.3 補修状況

(3) PE 被覆を補修したケーブルの耐水性検証方法

PE 被覆を補修したケーブル部材の内部鋼材の腐食に対する耐久性を検証するために、補修箇所から

ケーブル内部に水が浸入しないことの確認する方法を検討した。

ケーブル被覆の耐水性を確認するための標準的な試験法は我が国には現時点ではない。そこで、本研究では、CIP recommendation on cable stays²⁾の article11.3 “Qualificaiton of cable-stay watertightness” に示される試験法を参考に耐水性試験法を検討した。この試験は、ケーブル定着部が浸水した状態を想定したもので、浸水させたままの状態温度変化を与えたり、ケーブル軸直角方向に偏向角を繰り返し与えたりしたうえで耐水性を確認するものである(図-4.4)。一方で、今回の試験はケーブル定着部を対象としたものではなく補修をした被覆部からの水の浸水有無の確認が目的であることを考慮し、本研究では浸水深さ、浸水時間、温度変化に伴う被覆の伸縮等の影響を考慮した温度負荷のサイクルと温度付与を表-4.1の条件とした試験法によることとした。

試験体のケーブル長は300mmとし、ケーブル端部はペーパーを入れた上でVUキャップで密閉し、さらに熱収縮チューブにより止水性を確保した。これを食紅で着色した水に入れ、端部に設置したペーパーの色の変化からケーブル内部に水が浸入したことを確認できるようにした。以上を踏まえて提案した耐水性検証方法を図-4.5に示す。

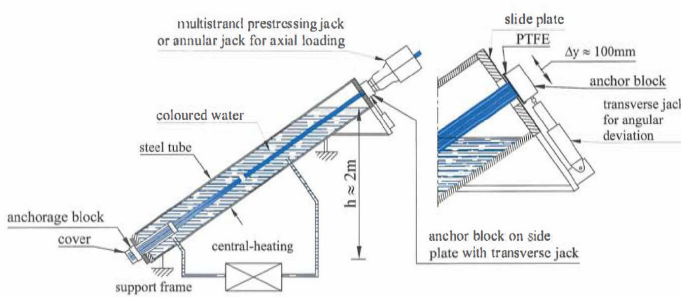


図-4.4 watertightness test rig

(文献2)より抜粋)

表-4.1 耐水性試験の条件

項目	条件
浸水深さ	3.7m(試験上面位置) 図-4.5(c)参照
浸水時間	3日
浸水前に与える温度負荷	温度変化範囲：20～70度 3サイクル (12時間毎に切替)

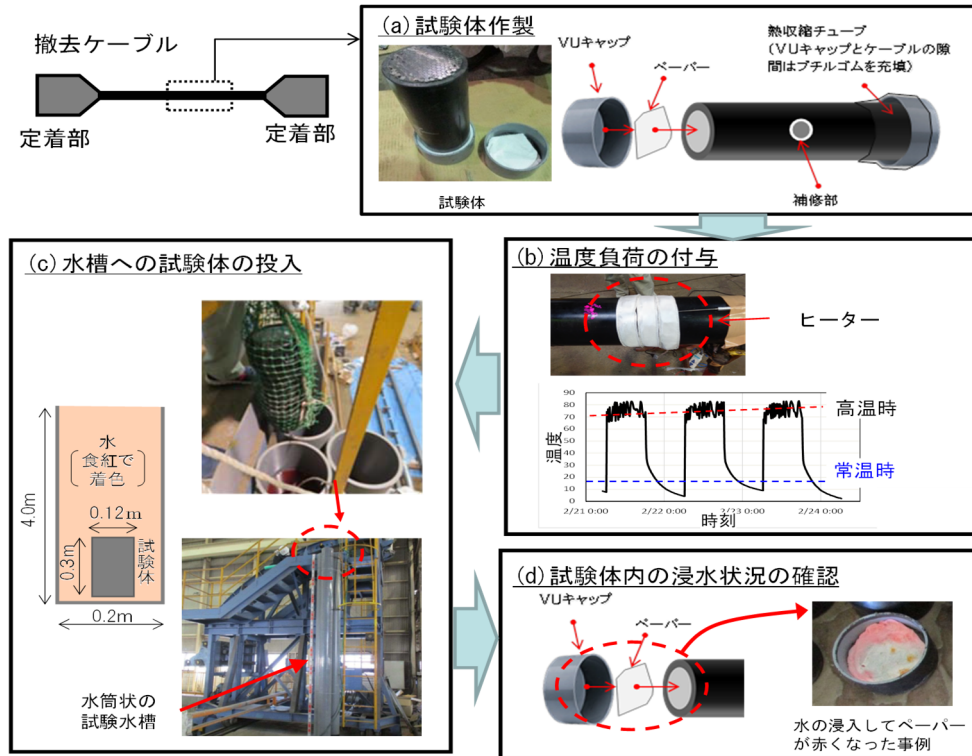


図-4.5 PE被覆を補修したケーブルの耐水性検証方法の提案

(4) 復旧工事での研究成果の活用

残置した桑鶴大橋のケーブル8本について、耐久性能が確保できているかを確認するために内部の素線状態の把握を、(1)で示す状態把握方法により行った。削孔範囲は本橋のケーブルの素線の直径(7mm)も踏まえて直径10mmの円孔とし、位置はケーブル全長の下方の定着部付近にあるゴムカバー上面より25cm上方で橋面側の側面とした。孔内の素線の状況を確認後の補修は、(3)で示す耐水性検証方法により確認をした(2)に示す施工品質のよい補修方法により行った。残置ケーブルの調査孔位置及び調査孔の補修状況を図-4.6に示す。

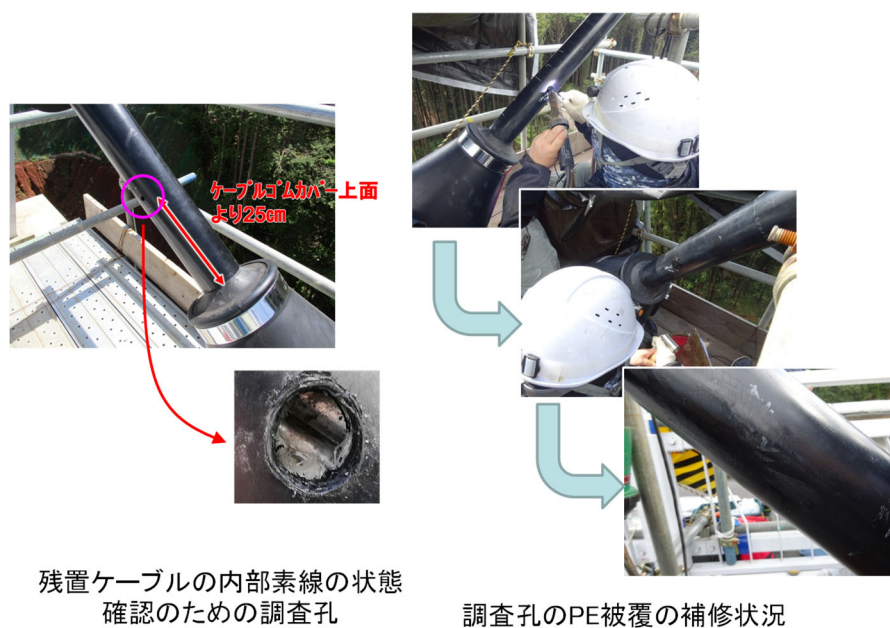


図-4.6 桑鶴大橋の残置ケーブルの調査孔位置及び調査孔のPE被覆の補修状況

4.2.2. 基礎の状態把握及び損傷が生じにくい基礎の条件に関する研究³⁾

4.2.2.1. 概要

橋梁基礎は土中にあるため、大規模地震などにより変状が生じると状態の把握や補修が容易でなく、基礎の変状が疑われる場合には復旧に時間を要することが少なくない。したがって、地震後に道路機能を速やかに回復するためには、基礎の状態把握を速やかに行えるようにすることや、基礎の損傷を生じにくくすることが重要な観点であると考えられる。復旧研では、この2つの観点について熊本地震で被災した道路橋で行われた基礎の損傷調査データを活用した研究を行った。基礎の状態把握を速やかに行う観点からは、比較的速やかに行える手法の一つとして用いられる高周波衝撃弾性波法の適用性を検証したうえで、基礎の損傷評価における活用方法を検討した。また、基礎の損傷を生じにくくするという観点からは、基礎の損傷と基礎の構造形式や基礎周辺の地形条件の関係について分析し、損傷が生じにくい基礎の構造形式や地形条件を整理した。

4.2.2.2. 基礎の状態把握を速やかに行う調査方法に関する研究

(1) 高周波衝撃弾性波法による損傷度評価の精度検証

橋梁基礎の状態把握手法には直接目視、ボアホールカメラによる間接目視、非破壊検査である弾性波法や磁気探査、AE法等の手法がある。このうち、弾性波法やボアホールカメラによる調査は、比較的速やかに行うことができる基礎の状態把握手法として用いられることが多い。

本研究では、熊本地震後に実施された基礎の損傷調査結果を活用して、基礎の損傷調査の初期段階で用いられることが多い手法である高周波衝撃弾性波法(写真-4.5)の評価精度を、ボアホールカメラ調査(写真-4.6)による損傷評価と比較、分析することで検証した。

熊本地震で被災した基礎の高周波衝撃弾性波法による損傷度は、反射波を検知する確率から損傷度をA~Dの4段階に区分して評価している(表-4.2)⁴⁾。ここで、反射波を検知する確率とは、同一の測点で複数回計測した際の計測回数と反射波の検知回数の比である。損傷度Bは耐荷性能に影響を及ぼす程度ではないものの軽微な損傷が生じている状態、損傷度Cは耐荷性能への影響が懸念される損傷が生じている状態をそれぞれ想定している。損傷度BとCの違いは杭先端からの反射波が高い確率で検知されるかにあり、具体的な閾値は個別の現場で設定されている。

高周波衝撃弾性波法とボアホールカメラ調査による損傷評価のクロス集計を行うにあたっては、高周波衝撃弾性波法において損傷度BとCの評価の違いとなる杭先端からの反射波の検知確率の閾値を、全



写真-4.5 高周波衝撃弾性波法による調査例

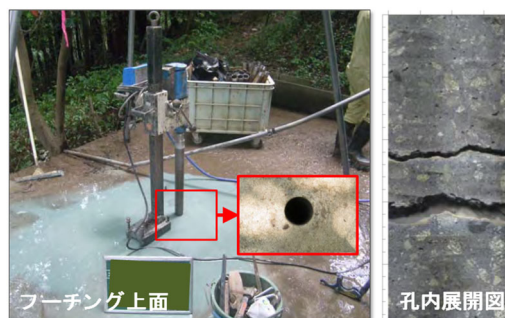


写真-4.6 ボアホールカメラによる調査例

表-4.2 高周波衝撃弾性波法による損傷度評価

損傷度	A	B	C	D
杭の健全性	良好	概ね良好	やや不良	不良
杭先端部の 反射波の検知	高い確率で 検知あり	検知あり	確率は低い が 検知あり	検知なし
杭途中部の 反射波の検知	検知なし	高い確率で 検知あり	高い確率で 検知あり	高い確率で 検知あり

での計測で反射波を検知した場合である 100%とした。これは各測点における計測回数が 3 回程度であり確率を算出するにはサイズが小さいことによる。ボアホールカメラ調査による損傷評価は孔内展開図にひび割れによる不連続面が確認できるか否かの 2 区分で評価した。このとき、ボアホールカメラ調査でひび割れの幅が明確に測定できるのは 1mm 以上⁵⁾であるが、ここでは不連続面の有無のみに着目し最大幅 1mm 未満のひび割れによる不連続面も対象とした。

2 つの調査法で評価した損傷の集計結果を表-4.3 に示す。この分析で対象としたのは、熊本地震後に実施された基礎の損傷調査の中で高周波衝撃弾性波法とボアホールカメラ調査の測点位置が同じか近傍である 5 基 8 本の杭体における 9 測点の調査結果である。なお、本検討では、間接目視で損傷の状態を確認できるボアホールカメラ調査で評価された損傷が、損傷が確認された基礎深度の断面全体に生じており、これを正として分析した。

耐荷性能への影響が懸念される損傷が生じている状態を想定している損傷度 C の事例ではいずれも不連続面が確認された。一方、高周波衝撃弾性波法で損傷度 B と判定された事例に対しては、不連続面なし、ありがそれぞれ 3 事例とばらついた。不連続面ありの 3 事例のうち 1 事例では、孔内展開図から杭頭付近に最大幅 1mm のひび割れによる不連続面と、杭全体に幅 1mm 未満のひび割れによる不連続面を確認した。他の 2 事例では、孔内展開図から最大幅 1mm 以上のひび割れによる不連続面を複数確認した。この中には最大幅 25mm のひび割れによる不連続面もあった。損傷度 B は軽微な損傷を想定していることを踏まえると、これらの結果は損傷評価方法が想定している損傷度の区分と実際に基礎に損傷が生じているレベルが対応しない場合があることを示唆しているといえる。

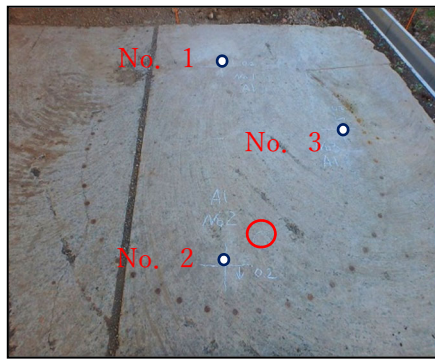
表-4.3 高周波衝撃弾性波法による損傷度評価とボアホールカメラ調査による損傷評価の関係

ボアホール カメラ調査	高周波衝撃弾性波法			
	A	B	C	D
不連続面なし	0	3	0	0
不連続面あり	0	3	3	0

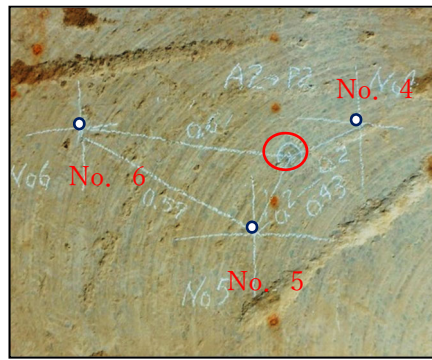
(3) 高周波衝撃弾性波法による損傷位置の評価精度

高周波衝撃弾性波法により評価される損傷位置について、ボアホールカメラ調査の孔内展開図から得られる位置と比較、分析することで損傷位置の検知精度を検証した。

この検証にあたっては、橋台をセットバックして再構築することになったことから杭頭付近より上側が撤去された俵山大橋の橋台基礎を活用して行った。この旧橋台基礎を対象に地震後の調査でボアホールカメラ調査が行われた地点や杭体の鉄筋との位置関係を確認しながら高周波衝撃弾性波法を行う位置を 1 つの杭に対して 3 測点定めた(写真-4.7)。ボーリング調査が行われた杭体はいずれも径が 2.5m の基礎杭で、杭長は A1 橋台基礎が 22.0m、A2 橋台基礎が 23.5m である。



(a) 旧 A1 橋台



(b) 旧 A2 橋台

○ ボアホールカメラ調査位置
○ 高周波衝撃弾性波法位置

写真-4.7 高周波衝撃弾性波法の実施位置 (俵山大橋)

高周波衝撃弾性波法で反射波深度を評価するためには、調査原理から弾性波速度の設定が必要である。ここでは、文献や資料、同様の調査実績などから弾性波速度を参考に橋台コンクリート及び深礎杭の弾性波速度は 3.5km/sec とした。

表-4.4 に高周波衝撃弾性波法による損傷検知結果の精度を示す。ここでは、ボアホールカメラ調査を正である前提で損傷位置が合致する箇所数と合致した比率を示す。なお、ボアホールカメラ調査は A1 橋台基礎では杭頭位置から深さ 10m、A2 橋台基礎では 9.8m の範囲で行っているため、この範囲での比較である。図-4.7 に、A1 橋台基礎での調査による損傷箇所等を表す反射波深度を示す。なお、この調査法で推定さされる深度位置はこれまでの調査実績から深度長に対して概ね±5%程度の誤差が生じることからこの範囲も合わせて示している。

2つの調査法による損傷位置が合致した割合は、個々の測点での結果だけでみると 3~5 割程度であるが、それぞれ 3 測点の結果を合わせると 8 割程度であった。また、いずれにおいてもボアホールカメラ調査の結果より損傷箇所を少なく評価している一方で、高周波衝撃弾性波法の場合のみ損傷があると判定されたのは 2 割程度に留まっている。ボアホールカメラ調査で確認された損傷位置と合致する割合は、ボアホールに近い測点で合致する比率が高いと想定していたものの有意な関係性はみられなかった。これらのことから、高周波衝撃弾性波法で基礎の損傷評価では、測点数が少ないと損傷箇所を少なく評価し結果に影響すること、損傷箇所の直上付近で測定しても損傷位置の推定精度が必ずしも向上するとは限らないといえる。

表-4.4 損傷箇所検知率

橋台名	測点名	ボアホール位置からの離れ(m)	ボアホールカメラ損傷検知箇所数(a)	高周波衝撃弾性波法での損傷検知箇所数		損傷箇所合致率(c)/(a)(%)	損傷外検知率(b-c)/(a)(%)
				(b)	(c)うちボアホールカメラ検知箇所と合致した箇所数		
A1	No. 1	1.9	18	8	8	44.4	0
	No. 2	0.2		11	10	55.6	5.6
	No. 3	1.0		9	8	44.4	5.6
	計	—		17	15	83.3	11.1
A2	No. 4	0.2	9	5	5	55.6	0
	No. 5	0.2		5	3	33.3	22.2
	No. 6	0.6		6	5	55.6	11.1
	計	—		9	7	77.8	22.2

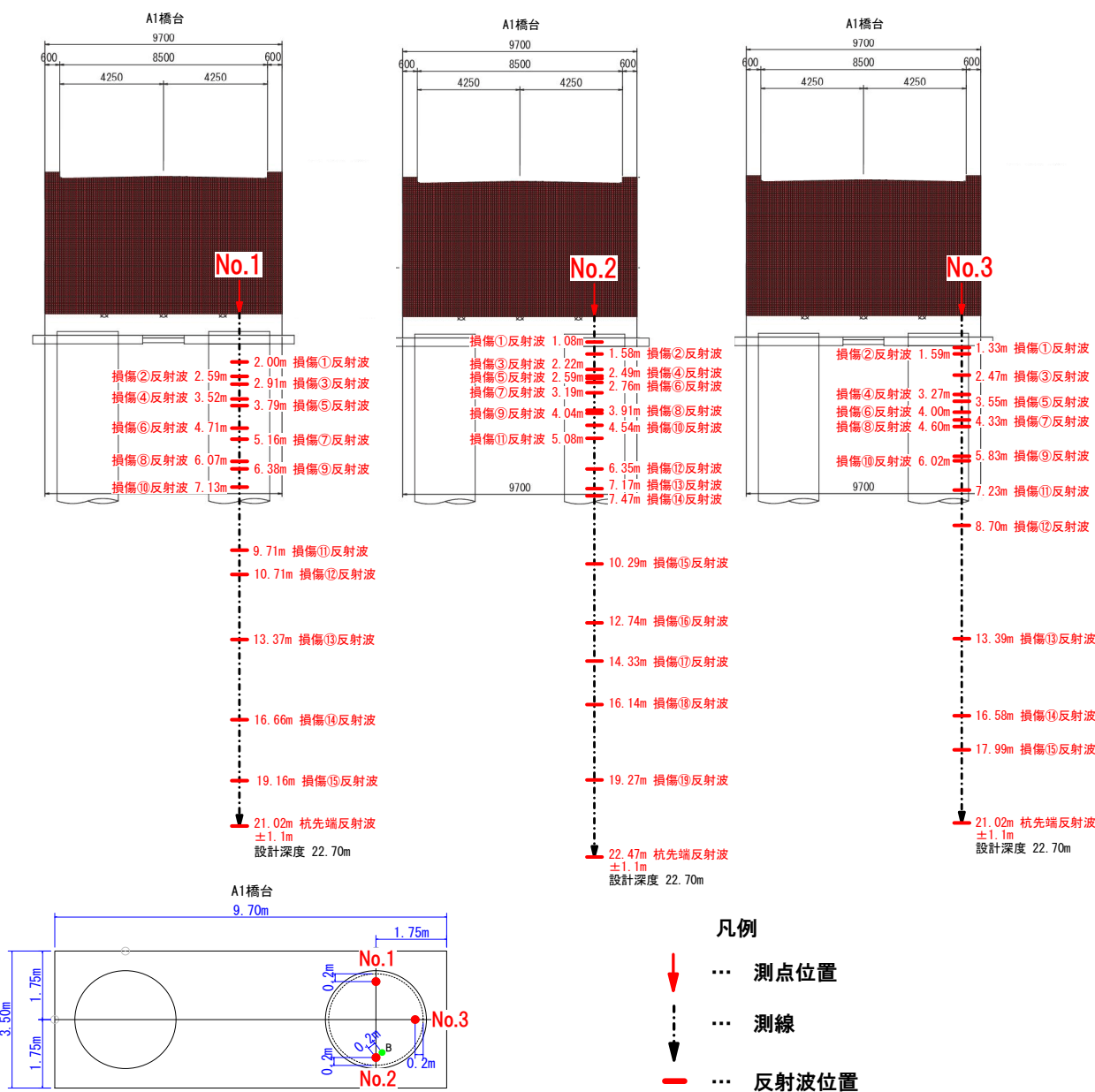


図-4.7 高周波衝撃弾性波法で評価された損傷位置 (A1 橋台)

(4) 地震後の基礎の損傷調査法の選定の考え方

高周波衝撃弾性波法は地震後の基礎の状態把握を迅速に行える方法の1つとして用いられることが多いが、今回の検討から高周波衝撃弾性波法により耐荷性能に影響ない程度の損傷と評価した場合でも、ボアホールカメラ調査により損傷が認められる事例を確認した。この結果から、地震後の基礎の状態把握を速やかに行う観点からは、高周波衝撃弾性波法はボアホールカメラ調査の実施対象を選定するスクリーニングとして活用することが考えられる (図-4.8)。ただし、今回の検討対象には損傷度 A に相当するデータが含まれておらず、また、基礎形式、地盤条件含め限られた調査結果に基づく提案であることには留意が必要である。

なお、本研究では基礎の損傷調査法として迅速に行える方法の1つとして高周波衝撃弾性波法を対象に検証したが、今後開発される方法も含めて別の基礎損傷調査法によることも考えられる。そのと

きに調査の迅速性や容易さ、把握できる損傷の程度等を勘案して、基礎の損傷調査法を適切に選定できるようにするためには、少なくとも上記(2)(3)と同様の観点から精度の検証がされていることが望ましいといえる。

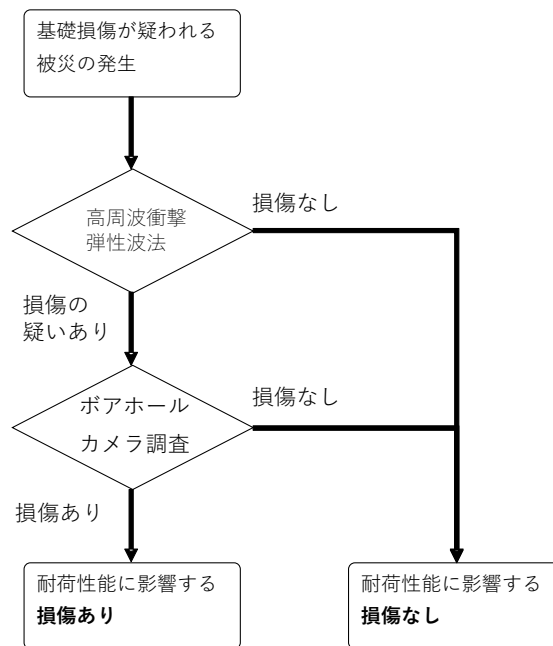


図-4.8 地震後の基礎の損傷調査における高周波衝撃弾性波法の活用方法案

4.2.2.3. 損傷が生じにくい基礎の条件に関する研究

熊本地震後に行われた基礎の損傷調査データを用いて基礎の構造形式や基礎周辺の地形条件と基礎の損傷との関係を分析し、主に斜面上などにある基礎において損傷が生じにくい条件を整理した。

検討対象は、外観調査により被害の有無を判断できる直接基礎、およびポアホールカメラによる損傷調査が行われた基礎で橋台基礎9基と橋脚基礎11基の合計20基である。直接基礎については、橋の性能に影響を与える沈下や平面移動等が確認された場合を損傷として計数した。また、下部構造が設置された周辺の斜面条件を簡易的に定量化するために、図-4.9に示すように下部構造の周辺の等高線の状況から周囲の傾斜した斜面の方向数を「斜面方向数」として定義した。

斜面方向数別の基礎の損傷状況を図-4.10に示す。斜面方向数0~2の場合には、斜面方向数と基礎の損傷有無との間に関係性は認められない一方で、斜面方向数3に該当する直接基礎2基と橋軸方向に単列配置の深礎基礎1基ではいずれも損傷が生じていた。このうち深礎基礎は、橋の耐震設計法が大きく変わった平成8年の道路橋示方書を適用して設計された橋の基礎である。これらから橋台の前面側及び両側面側が全て斜面となっているような位置に橋台を設置すると、適用示方書によらず地盤変状の影響を受けた際に基礎に損傷が生じやすい傾向にあるといえる。

斜面方向数1または2の場合を対象に、基礎の損傷状況を基礎の構造形式ごとに集計した結果を図-4.11に示す。これより基礎の損傷は橋軸方向に単列配置となった深礎基礎の場合に損傷が発生しやすい傾向があるといえる。

以上より、下部構造の周囲を斜面に囲まれた場合や橋軸方向に単列配置された深礎基礎において斜面変状の影響を受けやすいといえる。この結果を踏まえると、斜面の近傍に下部構造を設置せざるをえない場合に地盤変状の影響に対して基礎に損傷が生じるリスクを小さくするためには、変形の生じ

にくい複数列配置の基礎形式にする、あるいは大口径深礎基礎のような剛性が高い形式を選定する方がよいことがわかる。

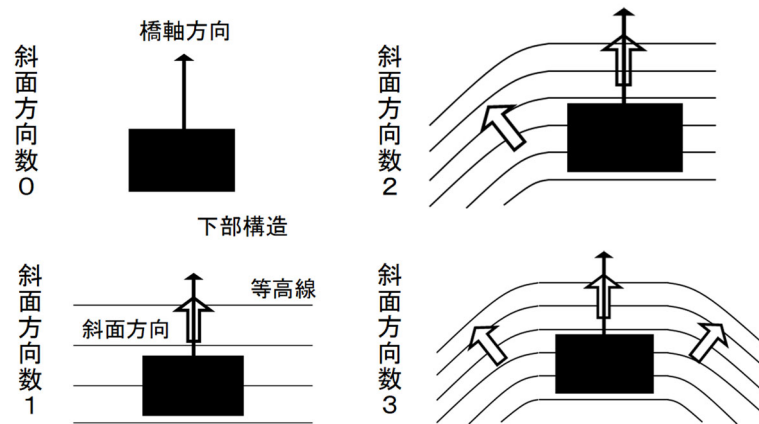


図-4.9 斜め方向数の定義

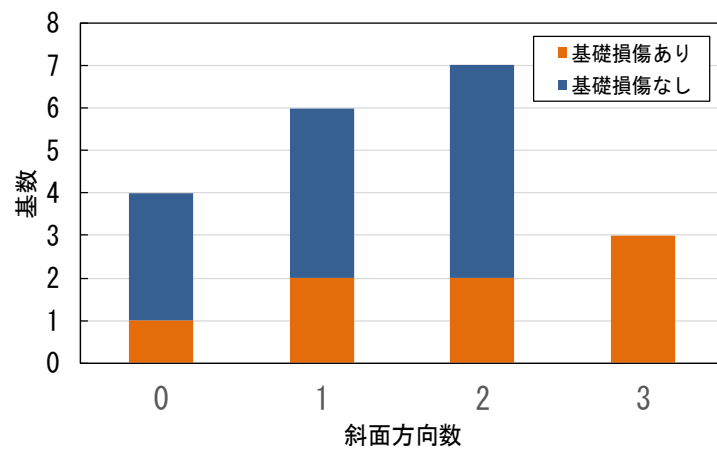


図-4.10 斜め方向数が基礎の損傷に及ぼす影響

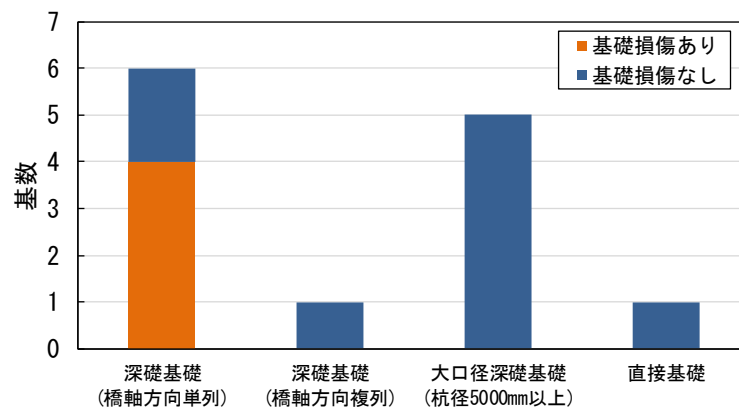


図-4.11 斜め方向数が1又は2の場合において基礎の構造形式が基礎の損傷に及ぼす影響

4.3. 3次元点群データを活用した斜面変状把握手法に関する研究⁶⁾

4.3.1. 概要

熊本地震では、地盤変状の影響により道路機能に支障をきたす被害が発生し、その中には急峻な斜面沿いにあり復旧に長時間を要した道路もあった(写真-4.8)。このような条件の道路で地震後に通行可否や応急復旧判断をできる限り速やかに行うためには、斜面の状態を早期かつ面的に把握することが重要な要素の一つとして課題認識された。復旧研では、近接が容易でない斜面の状態を安全で早期かつ面的に把握できる方法として、UAVレーザ測量で取得した3次元点群データを活用した変状把握手法の研究を実施した。



(a) 村道栃の木～立野線 戸下大橋

(b) 国道57号 立野橋付近

写真-4.8 熊本地震で被災した斜面沿いにある道路の事例

4.3.2. 点群データの取得方法と斜面変状の評価方法

斜面の3次元点群データを取得するための計測方法は、大規模地震後に接近が容易ではない斜面を対象に面的にかつ速やかに行えると考えられるUAVレーザを用いた方法によることとした。また、計測方法の違いが変状把握結果に及ぼす影響を検討する観点から地上レーザスキャナ(TLS)を用いた方法も併せて実施した。計測から3次元モデル作成までの一連は、「UAV搭載型レーザスキャナを用いた公共測量マニュアル(案)」⁷⁾及び「地上レーザスキャナを用いた公共測量マニュアル(案)」⁸⁾(以下、これらを「公共測量マニュアル」という。)に示される標準にて実施した。

これらのマニュアルでは、植生の影響が大きい箇所のグラウンドデータを成果品目とする場合、オリジナル点群データの要求点密度を20~200点/m²以上とすることが定められている。本検討での計測にあたっては、これを十分満足できるように400点/m²以上となるよう計測条件を設定した。取得した3次元点群データから、植生等の影響を除去するフィルタリングを行い地表面の高さを示すデータのみを抽出したグラウンドデータを作成し、これを元に斜面の3次元モデルとしての面データ(TIN: 不等三角網)を作成した。

斜面の変化(変状)は、異なる時点・方法で取得した3次元モデルの差分で評価した。差分は、比較TINデータを構成する三角網の構成点位置において、点から最短距離にあたる基準面(基準面からの法線方向)または基準面上の点までの距離を求めることにより評価した(図-4.12)。本研究では点群編集・解析ソ

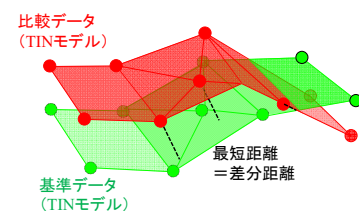


図-4.12 斜面変状の評価方法

フト (I-Site Studio) を用いて差分を求めた。

4.3.3. 斜面変状評価と評価結果に及ぼす要因の検討

(1) 計測対象斜面及び計測時期

本研究では、熊本地震で被災し復旧工事が行われている村道栃の木～立野線戸下大橋下側斜面（幅約100m、高さ約70m）を対象として検討を行った（写真-4.9）。これは、復旧工事の過程での斜面の形状変化を模擬的な斜面変状とみたてることで変状把握の可能性を評価できると考えたことによる。戸下大橋の下部斜面の表面性状は、複数の方法で斜面对策がされるなど多様であることから表面性状別に検討した。

本稿では以下の2地点（写真-4.9）を対象に検討を行った結果を示す。

地点A：法枠+枠内鉄筋挿入工法面（2020年3月～8月施工）

地点B：モルタル吹付法面（2020年8月～11月施工）

計測時期は、補修工事前（2020年3月）、地点Aの補修工事後（2020年8月）、地点Bの補修工事後（2020年11月）である。TLSの各計測時期における器械点は図-4.13の通りである。なお、使用したUAVレーザ機材は同一仕様であり、オリジナルデータの要求点密度は同一であるものの、計測条件については計測者の違いにより表-4.5のように異なっている。UAVレーザ計測状況例を写真-4.10に示す。

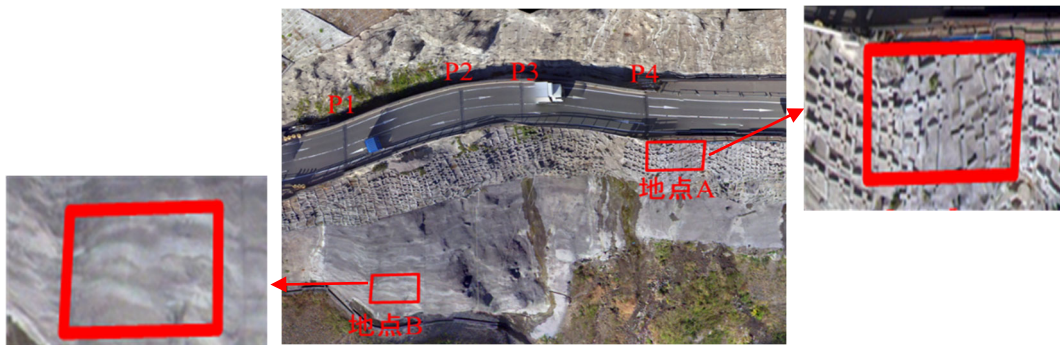


写真-4.9 検討対象箇所

表-4.5 UAVレーザの計測条件

項目	2020年3月計測時	2020年8月、11月計測時
コース間重複度	30%	75%または81%
対地飛行高度	50m~100m	40m(橋梁付近50m)
飛行速度	3~7m/s	4m/s

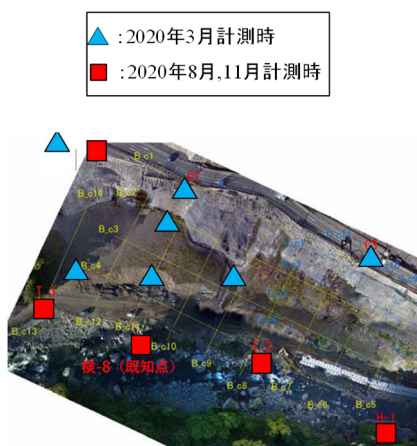


図-4.13 TLS計測における器械点

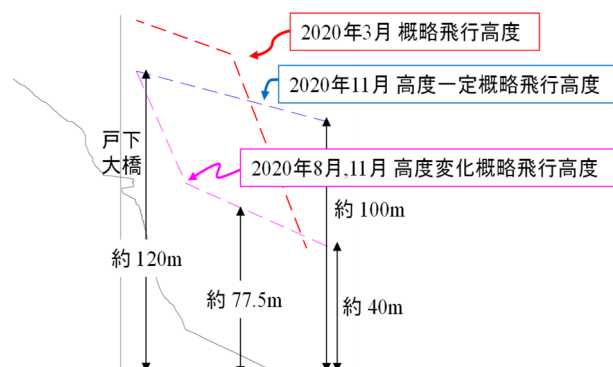




写真-4.10 UAV レーザ計測状況（令和3年9月調査時）

(2) 斜面変状の評価結果

1) UAVレーザで取得したデータに基づく変状評価結果

UAVレーザによる計測データを用いて求めた法枠と枠内アンカーを施工した地点Aの差分図を図-4.14(a)(b)にそれぞれ示す。図-4.14(a)では設計厚30cmの受圧板が施工された箇所が30cm以上の正の差分として評価されており、図-4.14(b)では差分がほとんどないとして評価されていることから、30cm程度の変化を伴う面的な形状変化は把握できていることがわかる。

地点Bのモルタル吹付前後（8月と11月）の差分図（図-4.14(d)）では、部分的に10～15cm程度の差となっておりモルタル吹付による形状変化による影響を捉えている可能性があるものの、モルタル吹付け前の差分（図-4.14(c)）でも同程度の差が生じているところがある。この要因は、差分をとる前のオリジナルデータの計測誤差のほか、モルタルの実際の吹付厚は設計の吹付厚（8cm）どおりに均一では必ずしもないこと、3月と8月では表-4.5に示すように計測条件が異なる部分があることなどが可能性として考えられる。

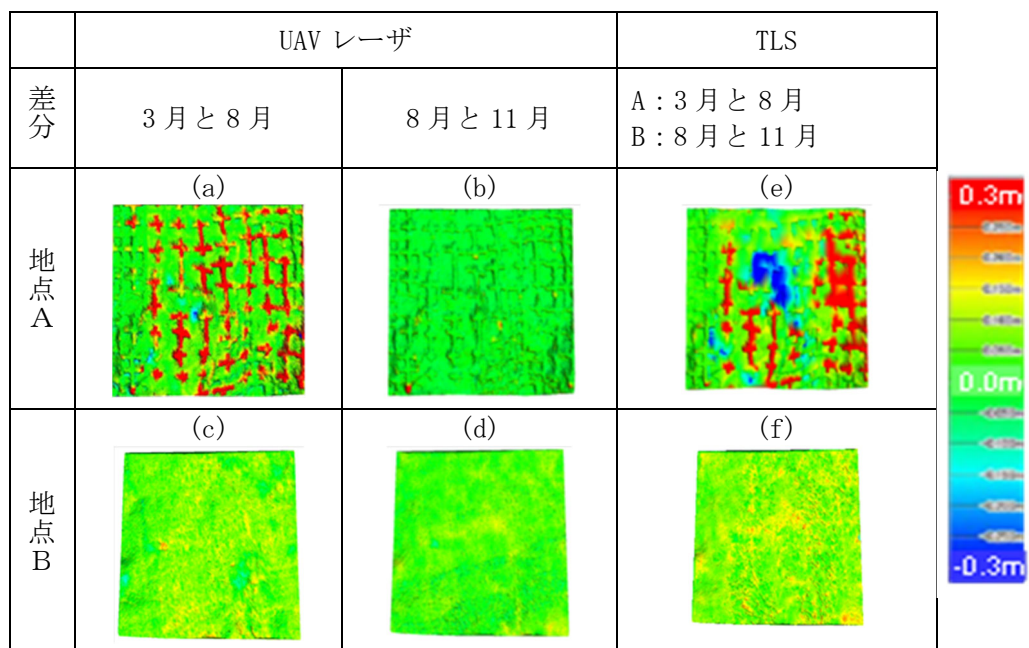


図-4.14 変位の差分図

2) TLSで取得したデータに基づく変状評価結果

TLSによる計測データを用いて求めた地点A及び地点Bの施工前後の差分図を図-4.14(e)(f)に示す。大局的にみれば差分の傾向はいずれもUAVレーザ計測の場合と同様であるが、詳細をみると地点Aで受圧板の形状が盛り上がりだけでなく施工前より凹んでいると評価された部分(青色箇所)があることが明らかに異なっている。施工前より凹んでいると評価された部分を現場の状況とあわせてみると、この部分の下側の箇所では局所的に突きだした斜面形状(オーバーハング部)となっている。このことから、TLSでは現地条件の制約から主に斜面下方に器械点を設置したために突きだした斜面箇所にレーザが妨げられ青色部分付近の形状把握に必要なデータが得られなかったことが施工前より凹んでいると評価された要因となっている可能性が考えられる。

(3) 斜面変状評価に影響を及ぼす要因の分析

斜面形状把握を2つの点群データを用いて評価する場合は、点群データの取得方法等により変状の評価精度に影響することが示唆されたことから、このような影響を生じる要因を明らかにする必要がある。そこで、斜面の状態が変化していない同一時期、同一箇所を対象として、点群データの取得方法を変えた計測結果を元に影響要因の分析を行った。

1) 計測方法による影響

写真-4.9における2地点の2020年11月の計測データを用いて求めたTLSと表-4.5に示す高度変化条件のUAVレーザの計測結果の差分図と点密度分布図を図-4.15にそれぞれ示す。地点Aでは、差分が0に近い領域が多い一方、枠内の一部が30cmの負の差分を示している(図-4.15(a))。負の差分は、図-4.15(c)でグラウンドデータの点密度が低い箇所と対応しているが、この箇所は地上から見てオーバーハング部や受圧板により遮蔽されている部分である。これより、TLSでの点密度が低い要因として、オーバーハング部や受圧板の影となる部分を捉えられなかったこと(図-4.16)が影響していると考えられる。地点Bでは、差分絶対値の平均値は0.023 mと小さい結果となった(図-4.15(d))。点密度は全体的に400点/m²を超えており(図-4.15(e)(f))、UAVレーザとTLSで程度の精度で評価可能であることがわかる。

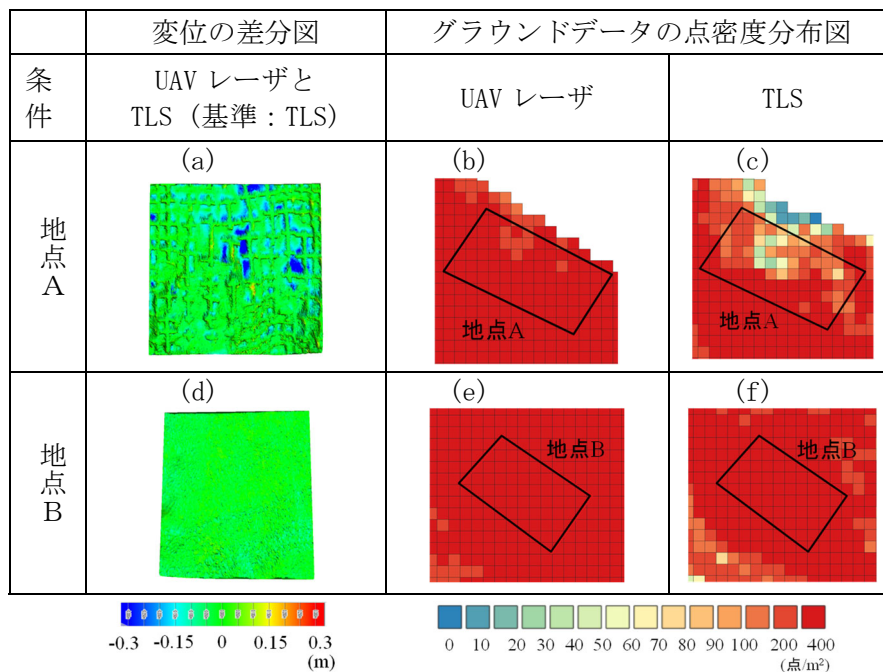


図-4.15 変位の差分図及び点密度分布

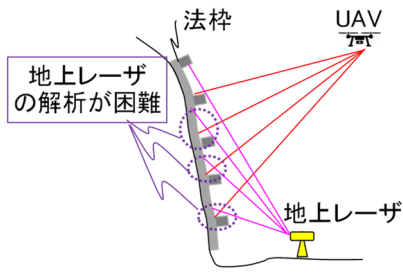


図-4.16 TLS で状態把握が困難となる条件の例

これは、地点Bが斜面下方に位置する吹付法面で形状が滑らかであり、かつ植生も少ない条件であり影となる部分が少なかったためと考えられる。

以上の結果より、固定された位置からの計測の場合、斜面形状によってはグラウンドデータの点密度が減少し、凹凸を捉えきれない箇所が生じるといえる。

2) UAVレーザの飛行条件による影響(飛行高度条件の違いによる比較)

2020年11月の計測データを用いて求めた地点Aの高度一定と高度変化の差分図(基準:高度一定)と点密度分布図をそれぞれ図-4.17に示す。図-4.17(a)の赤で示される十字形状のものは施工された受圧板であり、特に斜面下方の受圧板周辺で有意な差がみられた。地点Aでの点密度は高度変化条件の場合よりやや低い高度一定条件の場合でもかなりの密度で取得できているにも関わらず下部に差分が生じている。これは、高度一定による計測では、前述のTLSによる計測と同様の理由により受圧板の影響でこの周辺の斜面形状を捉えきれないためと考えられる(図-4.18)。計測範囲全体のグラウンドデータの点密度分布を図-4.19に示す。高高度から測定した高度一定条件では、計測機器からの距離が遠く

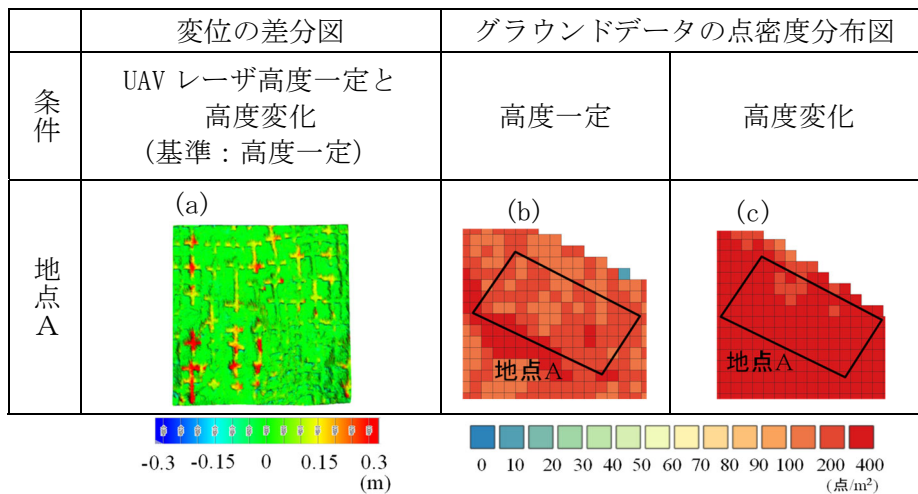


図-4.17 TLS で状態把握が困難となる条件の例

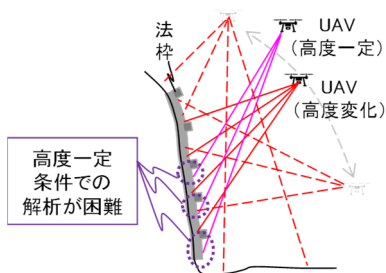
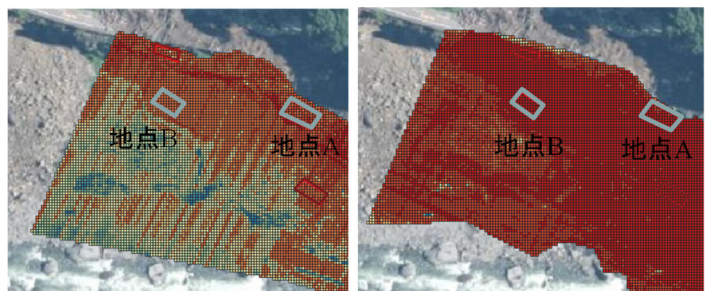


図-4.18 UAV の飛行条件で状態把握が困難となる条件の例



(高度一定(左)、高度変化(右))

図-4.19 斜面全域の点密度分布

なる斜面下側でグラウンドデータの点密度が減少していることから、このことも精度に影響すると考えられる。

3) UAV レーザで取得した点群データを活用した斜面変状把握手法の標準化に向けた課題

前述以外の観点も含めた検討から整理した斜面変状の評価精度に影響を及ぼす主な要因を表-4.6に示す。道路沿い斜面の変状を異なる時期における点群データの差分から把握する方法を標準化するには、公共測量マニュアルで定められている最低限の条件に加えて、変状を捉えるために考慮すべき、求められる精度と対象構造物の構造を踏まえた計測条件等を本検討に基づく評価精度に影響する要因を考慮してあらかじめ定めておく必要がある。

表-4.6 UAV レーザ測量による点群データを活用した場合に
斜面変状評価精度に影響する主な要因

項目	内容（主な要因）
1. オリジナル点群データの取得方法	○計測方法 ○飛行条件 （コース（高度・重複度）、速度）
2. 点群データの処理方法	○標定点設置位置・設置数 ○樹木等の影響を取り除くためのフィルタリング手法 ○3次元モデル作成方法
3. 変状の評価方法	○差分の評価方式

参考文献

- 1) 西田秀明、今村隆浩、瀧本耕大、玉越隆史、星隈順一：ポリエチレン被覆に損傷が生じたケーブル部材の状態把握と補修方法に関する研究、構造工学論文集 A 66A 巻 pp. 617-628、(公社) 土木学会、2020. 4.
- 2) CIP recommendation on cable stays, 2002.
- 3) 鈴木慎也、西田秀明、星隈順一：平成 28 年熊本地震により被災した道路橋基礎の損傷調査結果に基づく非破壊検査の適用性と損傷要因分析、土木技術資料 Vol. 61 No. 7 pp. 38-41、(一財) 土木研究センター、2019. 7.
- 4) 永井哲夫、中村敏明、永野賢司：高周波衝撃弾性波法による杭基礎の評価、全地連技術フォーラム2013論文集、論文No. 76、2013.
- 5) 建設省土木研究所、基礎地盤コンサルタンツ(株)、(株)東京ソイルリサーチ、梶谷エンジニア(株)：ポアホールカメラを用いた橋梁基礎の損傷調査法マニュアル(案)、1999.
- 6) 西村海知、西田秀明：3次元点群データを活用した道路沿い斜面の変状把握手法に関する一考察、第39回建設マネジメント問題に関する研究発表・討論会講演集 pp. 119-120、2021. 12.
- 7) 国土地理院：UAV 搭載型レーザスキャナを用いた公共測量マニュアル(案)、平成 30 年 3 月(令和 2 年 3 月改正)
https://psgs2.gsi.go.jp/koukyou/public/uavls/doc/uavsl_manual.pdf
- 8) 国土地理院：地上レーザスキャナを用いた公共測量マニュアル(案)、平成 30 年 3 月
https://psgs2.gsi.go.jp/koukyou/public/tls/doc/tls_manual_20180316.pdf