



道路政策の質の向上に資する技術研究開発
成 果 報 告 レ ポ ー ト
N o . 30-5

研究テーマ

道路構造及び空洞特性に適応した陥没危険度評価と
合理的路面下空洞対策についての研究開発

研究代表者：東京大学教授	桑野 玲子
共同研究者：埼玉大学教授	桑野 二郎
ジオ・サーチ（株）	瀬良 良子
（株）NIPPO	井原 務
住友大阪セメント（株）	小堺 規行

令和3年6月

新道路技術会議

目次

研究概要	1
第1章 はじめに	3
1. 1 研究の背景と目的.....	3
1. 2 研究の体制	4
1. 3 研究のアウトライン	4
第2章 路面下空洞の調査	5
2. 1 路面下空洞探査の手法と精度.....	5
2. 2 陥没ポテンシャルマップの開発	7
第3章 空洞挙動の解明と陥没危険度評価	10
3. 1 現道モニタリングによる路面下空洞挙動の実態把握.....	10
3. 2 室内模型実験による空洞生成・拡大メカニズムの検討	16
3. 3 実物大試験道路における空洞載荷試験.....	24
3. 4 空洞の陥没危険度評価	34
第4章 空洞補修および道路陥没予防対策手法の開発	35
4. 1 空洞補修用充填材の開発.....	35
4. 2 路面補強工法の開発	41
4. 3 路盤補強工法の検討	45
第5章 まとめ	47
5. 1 道路陥没予防ソリューション.....	47
5. 2 路面下空洞対策連絡会	49
5. 3 道路政策への提案および今後の課題	50

「道路政策の質の向上に資する技術研究開発」（平成30年度採択）
研究概要

番号	研究課題名	研究代表者
No.30-5	道路構造及び空洞特性に適応した陥没危険度評価と合理的路面下空洞対策についての研究開発	東京大学 教授 桑野 玲子

道路陥没対策の合理化を実現するため、空洞の調査・診断・補修・予防に資する道路陥没ソリューションの提案を研究目的として、空洞調査方法の高度化、危険度評価指標の開発、空洞の補修・予防方法の開発などを旨とする研究開発。

1. 研究の背景・目的（研究開始当初の背景・動機、目標等）

都市部の路面下空洞を対象とする、検査（調査）、診断、治療（補修）、予防のそれぞれの段階における課題を解決するために、既存の空洞データの分析、室内模型実験、数値解析、実物大フィールド実験、現道における空洞モニタリング等を実施し、路面下空洞の生成要因や拡大過程・陥没危険度を解明し、併せて空洞探査の高度化と空洞特性に応じた適切な補修方法を開発することにより、道路管理者に発信し得る「調査計画・空洞探査・空洞補修に係る一連の合理的プロセス」、即ち道路陥没予防ソリューションを開発する。

2. 研究内容（研究の方法・項目等）

研究の方法と検討内容を以下に示す。

既存の空洞および関連データの分析：空洞探査の適用範囲と精度の検討、空洞の生成傾向の検討

室内模型実験（土砂流出実験、振動台実験）：空洞の生成・拡大メカニズムの解明

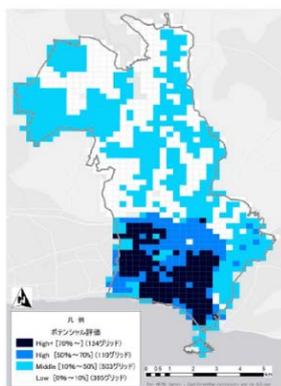
数値解析（3次元FEM、3次元DEM）：空洞の危険度評価、深層空洞の探査方法に関する検討

現道モニタリング：空洞の成長速度の検討

実物大試験道路の各種試験：舗装構造と陥没危険度、補修方法の検討

3. 研究成果（図表・写真等を活用し分かりやすく記述）

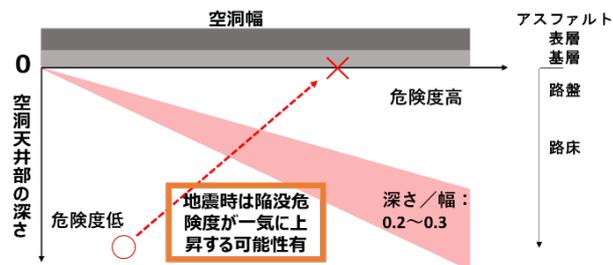
空洞の生成・拡大メカニズムを解明し、それに基づいて空洞ポテンシャルマップ、陥没危険度評価指標、補修・予防対策メニューを提案した。



藤沢市道の空洞・陥没ポテンシャルマップ

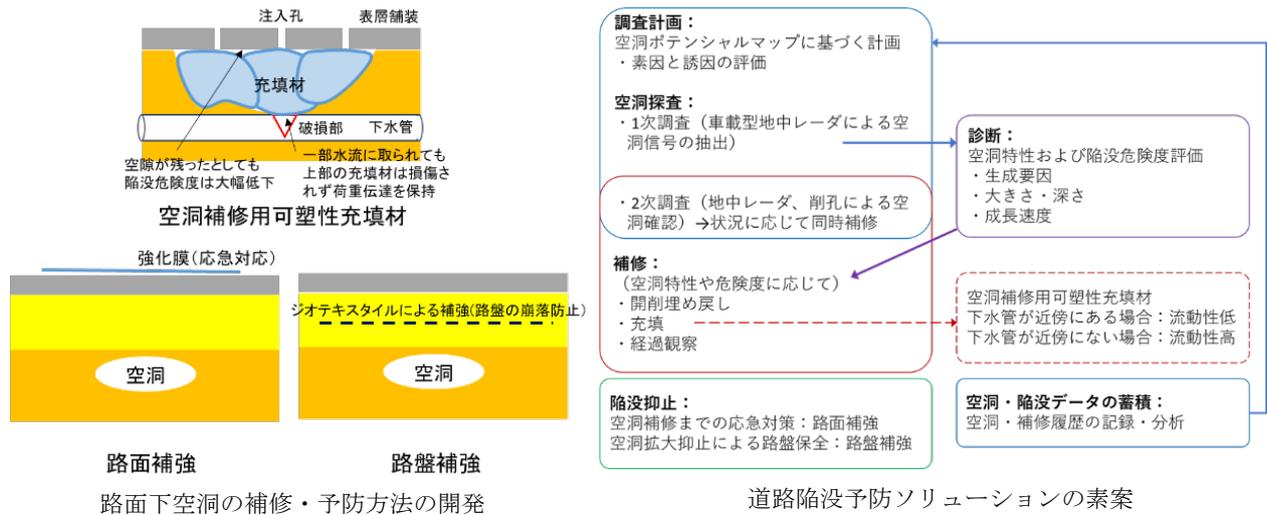


空洞内三次元点群観察装置



路面下空洞の陥没危険度評価

さらに、開発した要素技術を統合して陥没予防対策の合理化に向けた一連の流れや道筋を示した。



4. 主な発表論文（研究代表者はゴシック、研究分担者は下線）

桑野玲子、井原務、室井和也（2019）、路面下空洞の陥没危険度評価のための影響要因の検討、第1回交通地盤工学に関する国内シンポジウム（札幌）

桑野玲子、桑野二郎、井原務、瀬良良子（2020）、路面下空洞の陥没危険度評価のための実物大試験道路の構築、生産研究、72巻4号、pp. 319-322.

Tan Tingshen、桑野玲子、金城瑞樹、小塚規行（2020）、再掘削性を考慮した空洞補修用可塑性充填材の開発、第55回地盤工学研究発表会。

5. 今後の展望（研究成果の活用や発展性、今後の課題等）

本研究で開発した陥没予防ソリューションを適用することにより、従来、路面下空洞を見つけて（多くの場合開削で）埋め戻す、という対症療法的対策が主であったものが、空洞の陥没危険度や成長速度に応じて適切で合理的な補修方法を選択できる。なお、空洞・陥没データは蓄積し分析することで、都市や地域の空洞傾向を把握し、調査計画や陥没危険度評価にフィードバックしてアップデートし、次年度以降の空洞調査計画に生かすことができる。また、都市間、道路管理者間で陥没対策の知見や経験を共有することが、道路陥没対策の合理化につながる。今後、道路管理者やインフラ施設管理者の連携体制の整備が望まれる。

6. 道路政策の質の向上への寄与（研究成果の実務への反映見込み等）

現状の道路陥没対策は、調査計画を策定して路面下空洞探査を実施し、見つかった空洞は道路管理者の判断により順次補修するのが通常の流れである。すなわち、陥没の芽となる空洞を見つけ、陥没に至る前に補修を施すことにより、陥没抑止に効果を上げている。一方、陥没対策をより効率的に実施するためには、現状の“調査で空洞を見つけ補修する”という対策に加えて、対象地の空洞の発生傾向を把握し必要十分な調査計画を立案すること、空洞の陥没危険度を評価し空洞特性に応じた適切な補修（対応）を選択し実施すること、空洞や補修履歴を管理し次の調査計画に生かすことが肝要である。本研究では、調査、診断、補修、予防の各段階に資する要素技術を開発した他、それらを活用した陥没対策の一連の流れを陥没予防ソリューションとして提案した。

7. ホームページ等（関連ウェブサイト等）

本研究の成果発信および情報収集の場として企画・実施した空洞対策連絡会の資料や関連情報
<https://geo.iis.u-tokyo.ac.jp/category/urcmlm/>

第1章 はじめに

1.1 研究の背景と目的

都市の成熟と共に、様々な要因で道路下に空洞化が起り、場合によっては陥没を引き起こす。陥没防止のためには、地中レーダ探査によって路面下空洞を探知し、補修などの対策を施すことが最も効果的であるが、その費用は空洞化の主要因であるインフラ老朽化や近年の気象の激甚化に伴い今後さらなる増大が予想され、効率的かつ合理的な道路維持管理システムの構築が喫緊の課題である。

空洞・陥没問題における技術的課題には、①地中の状態の把握が困難、②空洞の成長速度や陥没危険度が不明、③空洞特性に応じた適切な補修方法を合理的かつ効率的に選択できない、などがある。空洞の生成・進展メカニズムについては、室内試験において、経験的・定性的評価は可能であるが、空洞の成長速度や陥没危険度を実務に応用できるレベルで定量的に評価できる段階には至っていない。一方、道路管理の実務では空洞探査や補修が道路維持管理の一環として実施されているが、データの体系的蓄積・分析・有効活用は十分なされていない。そこで本研究では、既存空洞データの分析による課題の抽出から室内試験・数値解析によるメカニズム解明、実物大フィールド実験や現道におけるモニタリングや実証を結び、前述の技術課題を解決するために以下のような成果を目指した。

- 1) 空洞探査方法の高度化/整理：
地中レーダ探査の適用範囲や精度を明らかにし、それを補完するような調査方法を整理する。
 - 2) 空洞生成の要因と拡大過程のメカニズムの解明：
空洞生成・拡大に影響する素因と誘因のそれぞれの寄与度合を評価し、空洞の成長速度を定量的に評価する。
 - 3) 陥没危険度の評価：
空洞の大きさや位置、道路構造条件を考慮した陥没危険度を定量的に評価する。
 - 4) 対策メニューの開発：
空洞特性に応じて、モニタリング、充填、開削埋戻しなどの対策の適用性を明らかにすると共に、空洞周辺が乱れた地盤内への注入・充填に適する補修材を開発する。また陥没予防のための合理的な舗装補強方法を検討する。
 - 5) 道路陥没予防ソリューションの提案：
1)～4)の知見を統合し、空洞調査計画から補修・予防に至るまでの一連の合理的プロセスを開発する。
- すなわち、道路陥没に関連する現状の技術的課題を、**図1.1**に示すように、空洞の調査、診断、補修の3段階に整理しそれぞれの解決策を見出すと共に、予防対策と合わせて統合的なソリューションの提案を目指した。

現状の技術的課題：

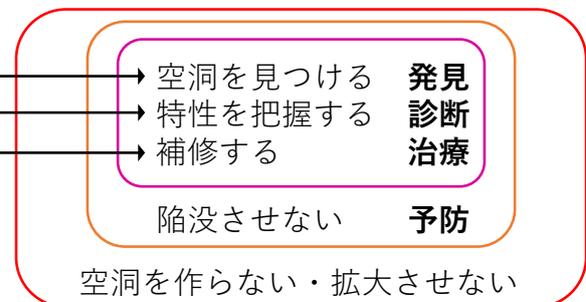
- ① 地中の状態の把握が困難
- ② 空洞の成長速度や陥没危険度が不明
- ③ 合理的な補修方法の選択肢がない



土砂流出模型実験



空洞事例



目的： 道路陥没予防ソリューションの開発

図-1.1 道路陥没に関わる技術的課題

1.2 研究の体制

空洞探査、道路舗装、充填材開発等それぞれの領域の専門家の共同研究体を組織して研究を実施した。また現道のモニタリングを実施するにあたって自治体に協力をいただいた。共同研究者と研究協力者の主な役割分担を図-1.2に示す。

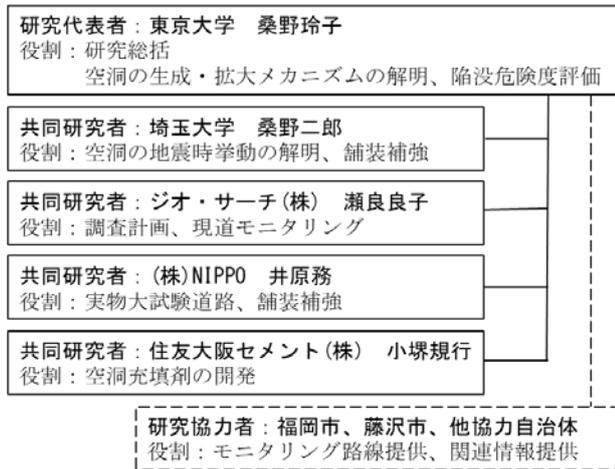


図-1.2 研究実施体制

1.3 研究のアウトライン

1.1で示したように、本研究では、路面下空洞の調査・診断・補修・予防の各段階における技術的課題とその対策を、以下に示す手法にて様々な角度から検討した。

- ・既存データ分析
過年度の路面下空洞探査データを国・自治体から取得し、空洞特性や環境要因を分析
- ・室内模型実験
模型土槽を用いた土砂流出実験、振動台実験、波動伝播実験等
- ・数値解析
3次元FEMおよび3次元DEMによる空洞耐力や空洞拡大特性の把握
- ・実物大フィールド試験
人工空洞を設置した実物大試験道路を構築し各種フィールド試験を実施
- ・現道における空洞モニタリング
福岡市、藤沢市にて空洞のモニタリングを実施

路面下空洞の生成・拡大・進展・路面陥没の一連の挙動を、基礎的・実務的両側面から解明を試み、その知見をもとに具体的対策の一助として表-1.1に示すような成果を得た。さらに、研究の過程や成果を路面下空洞対策に関わる道路管理者に発信した。

表-1.1 本研究で開発された具体的成果

	具体的成果
調査	空洞体積・形状測定方法 空洞・陥没ポテンシャルマップ
診断	陥没危険度評価指標
補修	空洞補修用充填材
予防	路面補強、路盤補強
道路陥没予防ソリューションの素案	

本報告では、以下のように本研究の主要な成果をとりまとめる。

1章では、研究の背景と目的、および概要を紹介する。2章では、空洞の調査の観点として、既存の路面下空洞データおよび周辺データや環境要因を分析して得られた、路面下空洞探査の精度や範囲、および空洞・陥没ポテンシャルマップについて報告する。

3章では、空洞の診断の観点から、室内模型実験、数値解析、実物大試験道路、現道モニタリング等あらゆる方法で検討した空洞挙動の解明および陥没危険度評価について報告する。

4章では、空洞の補修・予防の観点から、空洞補修用充填材の開発、および路面・路盤補強方法の開発について報告する。

5章では、本研究の成果発信および情報収集の一環として実施した路面下空洞連絡会、本研究で開発した要素技術を統合して提案する道路陥没予防ソリューションの素案について報告し、本研究の成果と今後の課題についてとりまとめる。

第2章 路面下空洞の調査

2.1 路面下空洞探査の手法と精度

(1) 合理的路面下空洞対策における空洞探査の位置づけ

道路陥没対策においては、空洞探査によって得られる情報（空洞の有無、位置や規模）をもとに、診断・治療・予防の陥没対策が講じられていくため、その情報の確度は対策の質と効果に直結する。一方で、路面下にある空洞は道路上から不可視であり、地中で起こっている現象を細やかに把握することが困難であるため、不可視な情報をもとに対策を講ずる難しさがある。したがって、陥没対策に関する議論の大元となる空洞探査はより高い確度や精度であることが望まれる。本稿では、空洞探査の手法を整理し、高度化を論じていくための基礎情報として探査精度の現状を把握するため、的中率と空洞深度測定値の精度の実態について統計的分析を行った。

(2) 空洞探査の手法

空洞調査は、非破壊で広範囲から空洞の可能性のある箇所を探査する一次調査と、実際に舗装を破壊して空洞の有無・規模・発生原因等を調査する二次調査に分けられる。

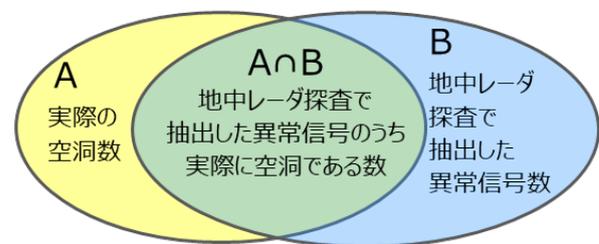
一次調査にあたる空洞探査は、電気的性質の違う二つの物質の境界で反射を返す特性を利用した地中レーダ技術が活用されている。反射波の反射時間や強度、極性、形状などから地中の状態を推定する技術であるが、実際の路面下のデータには埋設物や工事の残置物などの人為的な物体のほか、地下水、土砂の含水状況、旧地形や工事掘削の痕跡など、様々な反射信号が含まれている。解析は、この様々な中から空洞信号を判別する必要があるため高度な技術が必要となる。

二次調査では、一次調査で抽出した空洞信号箇所以小口径のボーリングを行い、孔内撮影などで空洞の有無と空洞厚の計測を行う。また、あわせて空洞下の緩み状況や、空洞内部や周辺地盤の状況を観察する。二次調査は、空洞の特性を調査し詳細な情報を得ることができる反面、道路規制を伴うため事前協議や周辺交通への負荷の配慮、安全管理などが必

要となり、機動性や効率性が望まれるところである。近年は空洞探査装置の開発が進み、多配列の地中レーダ装置を搭載した車両が高速走査しデータを三次元化、同時に補足情報となる周辺映像や路面映像、GPS による走行軌跡等の記録との同期が可能になった。これによって、空洞信号の判別能力が高くなったほか、空洞信号が検知されてから補修までのリードタイムが従来手法よりも 1/10~1/20 に短縮し、陥没対策の進化に大きく貢献した。

(3) 空洞探査精度の現状把握：的中率

高度な解析を要する空洞探査能力は、第一に「空洞の可能性のある信号を検知する能力」である検知率、次に「検知した信号が空洞だとの的中する能力」の的中率の2段階で定義される(図-2.1)。



$$\begin{aligned} \text{検知率(\%)} &= \frac{A \cap B}{A} \times 100 \\ &= \frac{\text{地中レーダ探査で抽出した異常箇所のうち実際に空洞である数}}{\text{実際の空洞数}} \times 100 \\ \text{的中率(\%)} &= \frac{A \cap B}{B} \times 100 \\ &= \frac{\text{地中レーダ探査で抽出した異常箇所のうち実際に空洞である数}}{\text{地中レーダ探査で抽出した異常箇所数}} \times 100 \end{aligned}$$

図-2.1 空洞の検知率、的中率の考え方¹⁾

実際に空洞を探査する能力は、検知率で推し量るべきであるが、母数となる実際の空洞数の把握が困難なため、真の同率を把握することができない。このため、検証が可能な的中率で探査確度を示すことがあるが、これが探査能力の全てを表すものではないということに留意が必要である。近年では、実務前の空洞探査業者選定の段階で、空洞探査能力を競

う現道でのコンペ方式の採用が直轄国道や一部の自治体で実施されている。これは複数参加者が同一区間で空洞探査を実施し、相対的な検知率と的中率の比較を行うもので、このときの検知率の母数は「複数参加者が発見した実際の空洞の和」と定義されている。

直近の空洞探査実績を用いた的中率の分析結果を以下に報告する。対象データは、平成 27-29 年の 3 年間の 21,145 件の空洞調査レコード(ジオ・サーチ株式会社資料)から、車載型装置による一次調査データを解析した異常信号のうち、二次調査で空洞/非空洞を確認した 4,500 箇所とした。妥当性の確認として、空洞調査案件ごとの的中率を算出した結果、的中率は 90%以上に集中し、最頻値は 100%と非常に高い値を示した。この理由は、例えば予算の都合などで二次調査数を絞る場合に、検証の意図よりも空洞補修情報を得ることを優先し、確実な空洞信号箇所だけを二次調査箇所を選定したということが考えられる。したがって今回は、「解析して空洞信号と判定した箇所を二次調査で確認した」という検証意図の内容があると考えられる案件に絞り込み、再度その的中率を算出した。案件の選定は、検証率(二次調査箇所数/異常信号箇所数)が 8 割以上という条件とした。絞られた案件の異常信号箇所 670 箇所のうち、空洞は 594 箇所、的中率は 88.7%と高い値となった。この時、案件ごとの的中率は 74%から 100%の間でばらついて分布しており、最頻値は 100%であった。また検証数と的中率の間に相関はなかった。

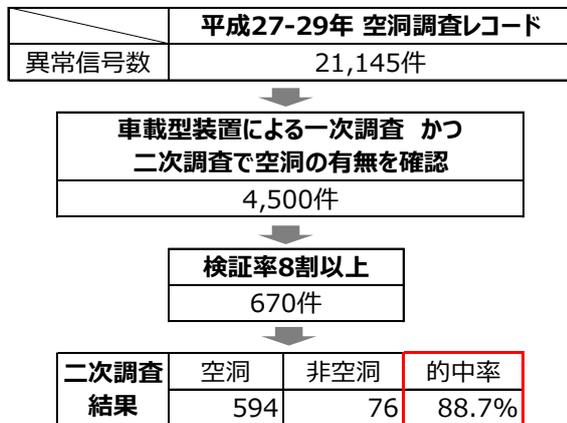


図-2.2 車道部の空洞探査 抽出条件と的中率²⁾

(4) 空洞探査精度の現状把握：空洞深度測定

地中レーダによる深度の測定は、アンテナから送信した電磁波が空洞上面で反射し、受信されるまでの時間に、比誘電率を用いて仮定した伝播速度を乗じた値を発生深度(距離)として扱う。1m以上の深さが対象となる空洞探査の場合はメートル単位での測定装置を用いる場合が多く、メモリの 1/10 である 0.1m (10cm) まで読み取る。これは地盤内の境界が不明瞭なものを対象としているということと、地中の比誘電率が様々ではないことに対する精度の考え方と合致している。一方、スコープ調査での深度測

定は、異常信号箇所にて実施したボーリング孔を撮影した展開画像から発生深度を測定する。本稿での深度測定差異とは、同一の調査地点におけるレーダ探査の測定値とスコープ調査での実測値の差と定義する。

以下の調査結果を基に空洞探査の深度測定差異について分析を行った。

- ・調査実施者：ジオ・サーチ株式会社
- ・算定の単位：1 空洞ごと
- ・レコード数：4,087 空洞
- ・対象：車道部

図-2.3 は車道部で確認された 4,087 箇所の空洞における、実測値に対するレーダ探査の深度測定値の関係を分布図に表したものである。近似式の傾きはほぼ 1 : 1 で相関係数は 0.8 以上と高かった。次に、深さのばらつきを見るために、レーダ探査の深度ごとの実測値の頻度を分析する中で、レーダ探査の深度を 0.1m から 0.9m までの 0.1m ごとにわけたところ、0.2m から 0.6m にレコードが集中し、全体の 9 割を占めていた。このレコードの多い深度で、レーダ探査の測定値と実測値の最頻階級が一致していたため、レーダ探査の精度は高いといえる。

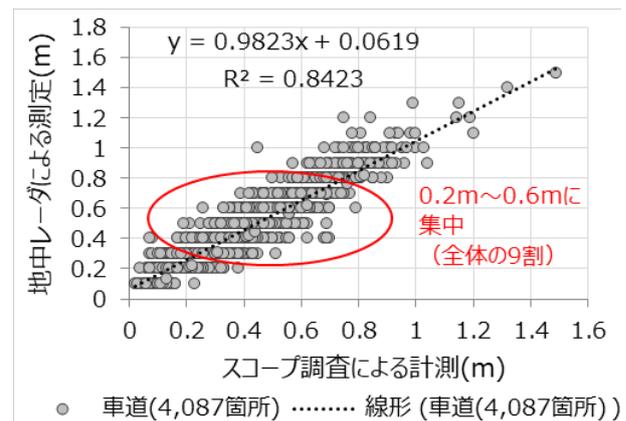


図-2.3 空洞深度測定精度 実測分布図³⁾

深度測定差異については以下の原因が考えられる。

○測定単位の違い：地中レーダ装置の深さ測定値は概略値であり 10cm 単位の扱いである。一方でスコープ調査での測定値は 1cm 単位であり、測定値の最小単位が異なることで差異が生じる。

○比誘電率の設定：地中レーダでの深さ測定は、伝播速度の仮定に使用する媒体の比誘電率に依存する。したがって、比誘電率の設定値が実態と異なる場合は、地中レーダの測定深さと実測値に差異が生じる。

○スコープ調査削孔時の空洞上部の崩落：スコープ調査時に、削孔マシンの圧力で空洞上端の地盤が崩落し、実測深度が浅くなる場合がある。

○空洞の拡大：地中レーダ探査からスコープ調査までの間にタイムラグがあると、空洞が路面に向けて上昇し、空洞自体が浅くなる場合がある。

このため、レーダ探査の測定値を用いて経過観察等の対応を決定する際には、概略値であること・測定差異を考慮した基準にて運用することが望ましい。

(5) まとめ

空洞探査精度の指標のうちの中率、空洞深度を検証した結果、高い精度であることが分かった。これらを今後の技術進化の目安とし、さらなる精度向上を目指すことが合理的な陥没予防対策の基礎につながる。また、探査精度の指標にはほかに検知率、広がり測定値があり、これらも精度検証を行っていくことが求められる。

2.2 陥没ポテンシャルマップの開発

(1) 開発の目的

空洞調査結果から得られる空洞発生頻度や陥没危険度の評価は、路線単位の空洞探査計画の立案や空洞補修の優先度に活用され、陥没対策の効果を高めてきている。近年では、全国レベルで国道での調査結果の集約と分析によって、空洞発生地点の環境と空洞頻度の傾向等の知見がまとめられた⁴⁾。ただしこれらは主に定期的に調査をしてきた主要幹線道路の話であり、年間約1万件の陥没のうち8割以上を占める市町村道⁵⁾には未だ及んでいない。一方で、2018年9月の道路法改正により道路を占有する地下インフラの維持管理義務の明確化によって、地下インフラ老朽化の進行や増加する掘削工事なども陥没に関係するものと位置づけられ、陥没削減の流れが強められている。これからは道路管理者のみならずインフラ管理者においても、それぞれが定める施策の中で陥没対策を位置づけ効果を図っていくことになる。そしてその中で個別案件と地域の双方の現状を把握し、傾向を見ながら中期的な視点で論じていく必要がある。

多くの陥没が発生し、地下インフラ量が多い市町村道における陥没対策を進めることは対策全体の効果を高めるものであるが、今後、予算も人員も限られていく中では既にある知見や情報を使った効率的な方法が必要となる。そこで、生活道路が主構成となる市町村に合った形態で、地域の陥没潜在性をわかりやすく把握できる地図「陥没ポテンシャルマップ」を開発することとした。同マップは、空洞調査結果（探査、開削調査）と陥没情報を使うことで地域の実態に即した内容とし、地域に潜在する空洞因子や環境を骨子に、潜在性/発生傾向の評価を示すことを目指した。

(2) 空洞の発生要因の分類とポテンシャルの定義

空洞は、できやすい素質(素因)が備わった環境で、土砂の流出経路が確保(誘因)されると発生する。陥没は、生成された空洞が拡大して生じる現象であるが、全ての空洞が同じように拡大することはなく、空洞周辺の環境で拡大傾向が異なる。これまで様々な知見として蓄積されてきた空洞の発生要因について素因と誘因に整理⁶⁾し、空洞および陥没ポテンシャルを図-2.4のように定義する。

空洞ポテンシャル= f [空洞素因、寄与度]
陥没ポテンシャル= f [空洞ポテンシャル、拡大可能性]

図-2.4 ポテンシャルの定義⁷⁾

(3) ケーススタディ：神奈川県藤沢市

神奈川県藤沢市と東京大学およびジオ・サーチ株式会社の3者共同研究の中で、陥没ポテンシャルマップを試作した。以下に、同研究での試作をケーススタディとして報告する。

・地域の現状把握

空洞調査結果と陥没情報をGISで整理し、市域全体を把握した。空洞情報については、上記研究の前の空洞調査業務での300kmの調査結果と、本開発に平行して実施された空洞モニタリング調査（市の幹線道路）から280空洞の情報と空洞原因追及調査の結果を用いた。陥没情報は同研究内で整理され、データベース化された857件の情報を用いた。藤沢市は地勢と土地利用の経緯から、古くから開発されてきた相模湾に面した湘南砂丘地帯（平坦地）の南部地域と、相模野台地が成す平坦地と河岸段丘による起伏地形の北部地域に大きく分けられる。空洞および陥没ともに、8割以上が南部地域に集中しており、陥没原因の4割が下水道施設にあった。

・評価単位の設定

地域が持つ素因と陥没および空洞を評価するためには、面・線・点のバラバラな形態のデータを重ね合わせるなど、扱う必要がある。また地域全体をわかりやすく表現でき、他地域との比較が容易で情報を集約しやすい方法が求められる。そのため、国が定める標準地域メッシュを用いることとした。藤沢市では、市道の平均延長（約160m）を目安に、一辺が250mの4分の1（五次）メッシュを採用し、藤沢市域を1,198に分割した。このうち道路があるのは1,142、道路のうち陥没227・空洞116・陥没また空洞があったのは284メッシュとなり、陥没や空洞傾向が適切に示されることを確認した。

・ポテンシャル評価

原因追及調査やデータの整理から、藤沢市の陥没と空洞の多くは、地盤・地下水・下水道施設の条件が重なった状況で発生しており、「砂質地盤で地下水位が高く、下水道管の老朽化がみられる」地域特性が空洞発生頻度を高めると整理された。ポテンシャル評価では、[下水道管老朽化]・[下水取付管]・[地下水位変動]・[地山/埋戻材の流動性]の4因子を用いることとし、上記で設定した各メッシュにそれぞれの情報を属性として持たせた。なお、属性情報となるデータは藤沢市から提供され、このうち地下水位データは相対的な高さを示す参考値として扱った。次に、それぞれの素因を形式・年代や本数などで階層にわけ、陥没と空洞情報とを重ねながら各因子の陥没/空洞頻度に対する感度分析により閾値を設定した。検討の結果、同市の特性を反映する空洞素因の組合せを用いて、ポテンシャルを[High+]・[High]・[Middle]・[Low]の4段階とした(図-2.5)。

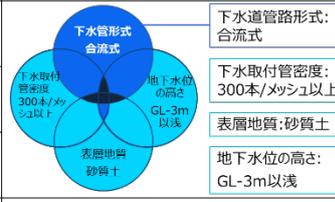
ポテンシャル値	陥没因子の組合せ
High+ (潜在確率 70% -)	<div style="display: flex; align-items: center;">  <div style="margin-left: 10px;"> <p>下水管形式: 合流式</p> <p>下水水位の高さ: GL-3m以上</p> <p>表層地質: 砂質土</p> <p>地下水取付管密度: 300本/メッシュ以上</p> <p>石層地質: 砂質土</p> </div> </div>
High (潜在確率 50-70%)	なし
Middle (潜在確率 10-50%)	なし
Low (潜在確率 0-10%)	なし

図-2.5 藤沢市道陥没ポテンシャル構成⁷⁾

表-2.1 藤沢市陥没ポテンシャル値と発生頻度(幹線)⁷⁾

ポテンシャル値 (潜在確率)	発生頻度 道路延長あたり平均値	
	陥没 箇所/km	空洞 箇所/km
High+ (70%-)	1.4	4.6
High (50-70%)	0.7	2.4
Middle (10-50%)	0.2	0.4
Low (0-10%)	0.1	0.3

ポテンシャル値Yと発生頻度Xの関係式(近似式より)

陥没 箇所/km	$Y = 0.46x - 0.085, R^2 = 0.918$	空洞 箇所/km	$Y = 1.508x - 0.352, R^2 = 0.8977$
----------	----------------------------------	----------	------------------------------------

さらに、ポテンシャル値での空洞・陥没の頻度(道路 1km あたりの箇所数)の平均値を用いて、空洞・陥没各々のポテンシャル値と発生頻度の近似式を得た(表-2.1)。同式から、藤沢市道の幹線道路では陥没が 1 箇所発生すると周辺に 3 か所の空洞が潜在するという関係性が導き出された。

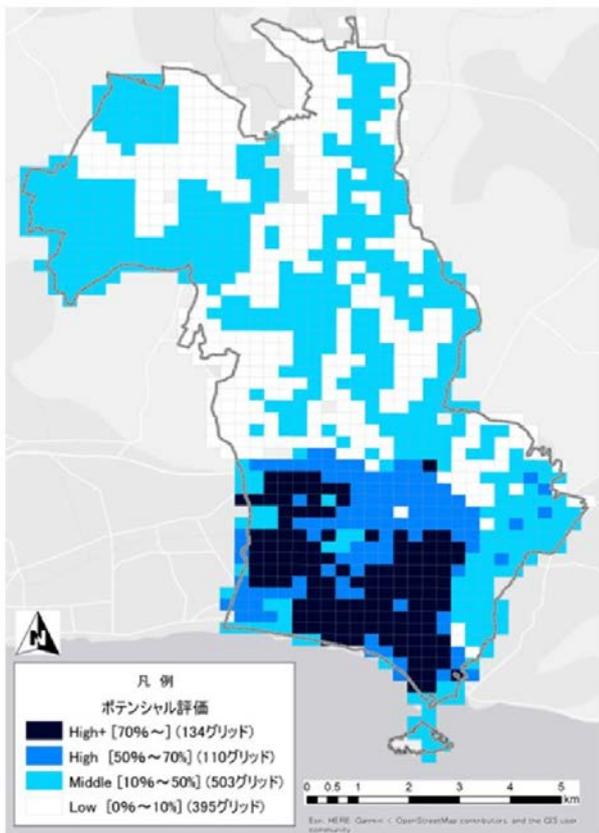


図-2.6 藤沢市道陥没ポテンシャルマップ⁷⁾

・考察：生活道路における空洞発生頻度

共同研究終了後に、藤沢市は同試作マップを活用して空洞調査計画を立案し、空洞調査業務を実施している。初年度に High+エリアの生活道路を主とした空洞調査が実施されたため、まだ調査が一巡しておらず事後評価に至らないが、この調査結果を同市より提供いただき、検証を行った。ポテンシャル評価については、空洞は高い頻度となったものの、数が想定値より実態が 2 倍程となり乖離がある結果となった。一方で陥没は、見つかった空洞のうち陥没の危険性が高く速報した空洞数が陥没想定数とほぼ同じとなった。空洞推定数の乖離は、幹線道路の調査データのみを用いた推計では生活道路の特性が反映されず生じたものと考えられる。一方で陥没実態は生活道路も含まれていたため想定と実態が近似した。生活道路の発生頻度/特性については、小池ら⁸⁾による道路管理区分による空洞発生頻度で示された国や都道府県道の空洞頻度 0.59 箇所/km とその他自治体の 1.37 箇所/km の差(約 2 倍)と同等であった。一部ではあるが本検証により、頻度想定での道路種別を考慮することを今後の課題とすることと、あわせて空洞調査の精度が本評価の信頼性を左右するものであるということが示された。

(4) 今後の課題：他都市への適用性

藤沢市での試作では、市域の 2 割程度にあたるエリアで発生した陥没/空洞情報および地域の素因を用いて、市全体の陥没ポテンシャルを評価した。部分的ではあるが事後検証で、空洞の相対評価と陥没が市の実態を反映していることが確認された。また、空洞の発生頻度の想定値は道路種別を考慮するという課題が整理されるとともに、陥没や空洞データの精度に本評価の信頼性が依存することも示された。藤沢市では、本マップを道路管理だけでなく、下水道の長寿命化計画に活用されたが、今回の同市での評価は、同様な環境で陥没が顕在化しているような地域、例えば下水道状況が類似する地域などでも参考にすることも可能であると考える。

今回の一連の検討により、本マップの作成手法が他の市町村や地域においても適用できる形で構築することができた。今後、事後評価等を反映した改良や、地中の利用度合いと発生頻度の相関分析や将来の予測など、効率的な施策へつながる長期的な検討も視野に入れ、今後開発を進めていく。最後に、本試作を受け他地域での陥没ポテンシャルマップの構築に必要な情報を表-2.2 に整理する。

表-2.2 陥没ポテンシャルマップ構築に必要な情報

必須	あるのが望ましい
<ul style="list-style-type: none"> 空洞データ 地質 下水道本管(埋設年代、材料等) 下水取付管 	<ul style="list-style-type: none"> 陥没データ 地形 地下水位 舗装仕様 交通量 埋設物(埋設管の輻輳) 大型地下構造物 降雨・地震履歴

参考文献

- 1) 濱也ら、合理的路面下空洞対策に向けた空洞探査精度の現状と課題、第54回地盤工学研究発表会(さいたま市)、2019
- 2) 徳永ら、道路陥没対策における空洞探査能力の指標化の意義と現状分析、第1回交通地盤工学に関する国内シンポジウム(札幌市)、2019
- 3) 大野ら、合理的路面下空洞対策に向けた空洞探査精度の現状と課題：深度測定精度、土木学会 令和元年全国大会(第74回)、2019
- 4) 中田ら、国道の路面下空洞の分布特性、第53回地盤工学研究発表会(高松)、pp1627-1628、2018.
- 5) 国土交通省：道路の陥没発生件数とその要因(令和元年度) <https://www.mlit.go.jp/road/sisaku/ijikanri/pdf/h29-r1kanbotu.pdf> (2021年5月30日閲覧)
- 6) 瀬良ら、藤沢市における効率的な道路陥没防止手法の実践的研究(官学産共同研究)その4、第53回地盤工学研究発表会(高松)、pp1623-1624、2018.
- 7) 瀬良ら、藤沢市・道路陥没ポテンシャルマップの開発(官学産共同研究)、土木学会第74回年次学術講演会、VI-294、2019.
- 8) 小池ら、路面下に発生する空洞の発生状況の分析と考察、土木学会第72回年次学術講演会、III-495、2017.

第3章 空洞挙動の解明と陥没危険度評価

3.1 現道モニタリングによる路面下空洞挙動の実態把握

(1) モニタリング概要

道路陥没事故の原因となる路面下の空洞は、地盤種別や地下埋設物の敷設状況といった周辺環境に起因して発生する。これらに対して道路管理者による路面下空洞調査の実施が進められ、空洞の早期発見および補修対応により陥没防止効果が発揮されている。一方、空洞の発生原因が根絶できない場合や類似地点では、新たな空洞の発生が懸念される。また、豪雨など自然災害の影響で経過観察対応中の空洞規模が急拡大する事例も確認されており、道路陥没対策に向けた適切な調査サイクルの設定が課題となる。そこで、本研究では新たな空洞信号の発生傾向や経過観察対応空洞の規模変化の把握を目的に、同一路線における定期的な空洞調査(モニタリング)を実施した。調査対象は異なる地域で類似した道路環境を有する4路線とし、調査頻度は半年に1回(福岡市：計5回、藤沢市：計7回)と設定した(表-3.1～2)。

(2) レーダ探査による空洞信号のモニタリング

新規空洞信号の抽出および経過観察空洞の信号形状変化の把握を目的に、地中レーダを搭載した路面下空洞探査車を使用してデータを取得した(図-3.3)。データ解析の結果、3路線で新規信号を抽出し、1路線で信号形状に変化(空洞規模拡大)を確認した(表-3.2)。なお、道路管理者による一般的な調査業務では、1車線につき1回計測(車線中央)で調査が実施されている。本研究では車線全幅の調査を実施したため、調査業務における計測範囲外で抽出した異常箇所は既知空洞(初回抽出)と整理した。

表-3.1 モニタリング対象路線一覧

自治体	路線名	表層地質	主な占有物件
1 福岡市	M1路線	砂層・粘土・淤泥・礫	下水道
	M2路線		地下構造物
3 藤沢市	M3路線	砂層	下水道
	M4路線	武蔵野ローム	埋設なし

表-3.2 モニタリング結果一覧

路線名	モニタリング結果※(箇所)									
	第1回 (2018夏季)		第2回 (2018冬季)		第3回 (2019夏季)		第4回 (2019冬季)		第5回 (2020夏季)	
	新規	変化								
1 M1路線	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-
2 M2路線	-	1	-	-	-	-	2	-	-	-
3 M3路線	-	-	-	-	-	-	-	-	1	-
4 M4路線	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

※新規：空洞信号を新たに抽出、変化：既知空洞信号の形状に変化あり

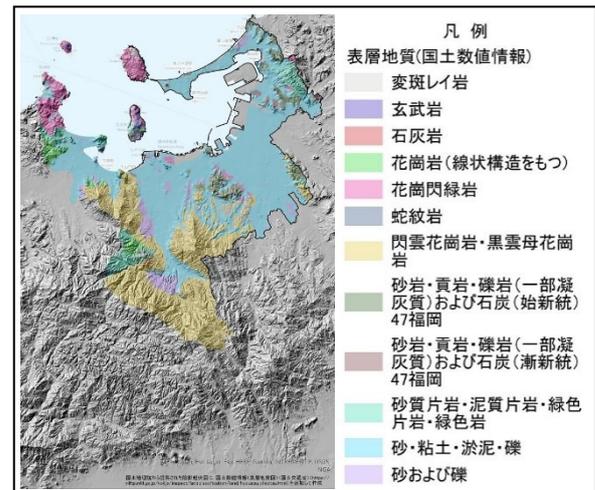


図-3.1 表層地質図①(福岡県福岡市)

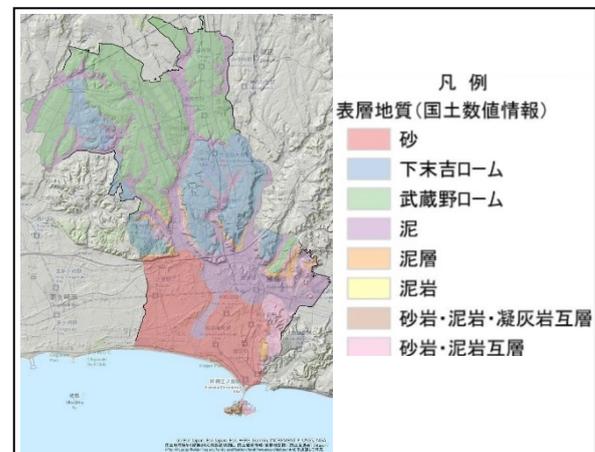


図-3.2 表層地質図①(神奈川県藤沢市)

【路面下空洞探査車の性能】

- ・探査方式：電磁波地中レーダ方式
- ・探査速度：調査時最高速度は60km/h程度(法定速度遵守)
- ・探査深度、探査幅：深度1.5m程度、一走行2.5m幅
- ・探査能力：縦50cm,横50cm,厚さ10cm以上の空洞を検知
- ・データ処理：三次元データ処理可能



図-3.3 レーダ探査機材(路面下空洞探査車)

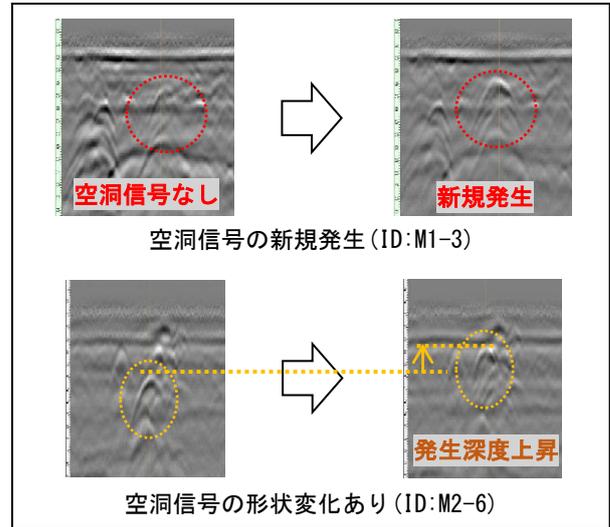


図-3.4 空洞信号のモニタリング例

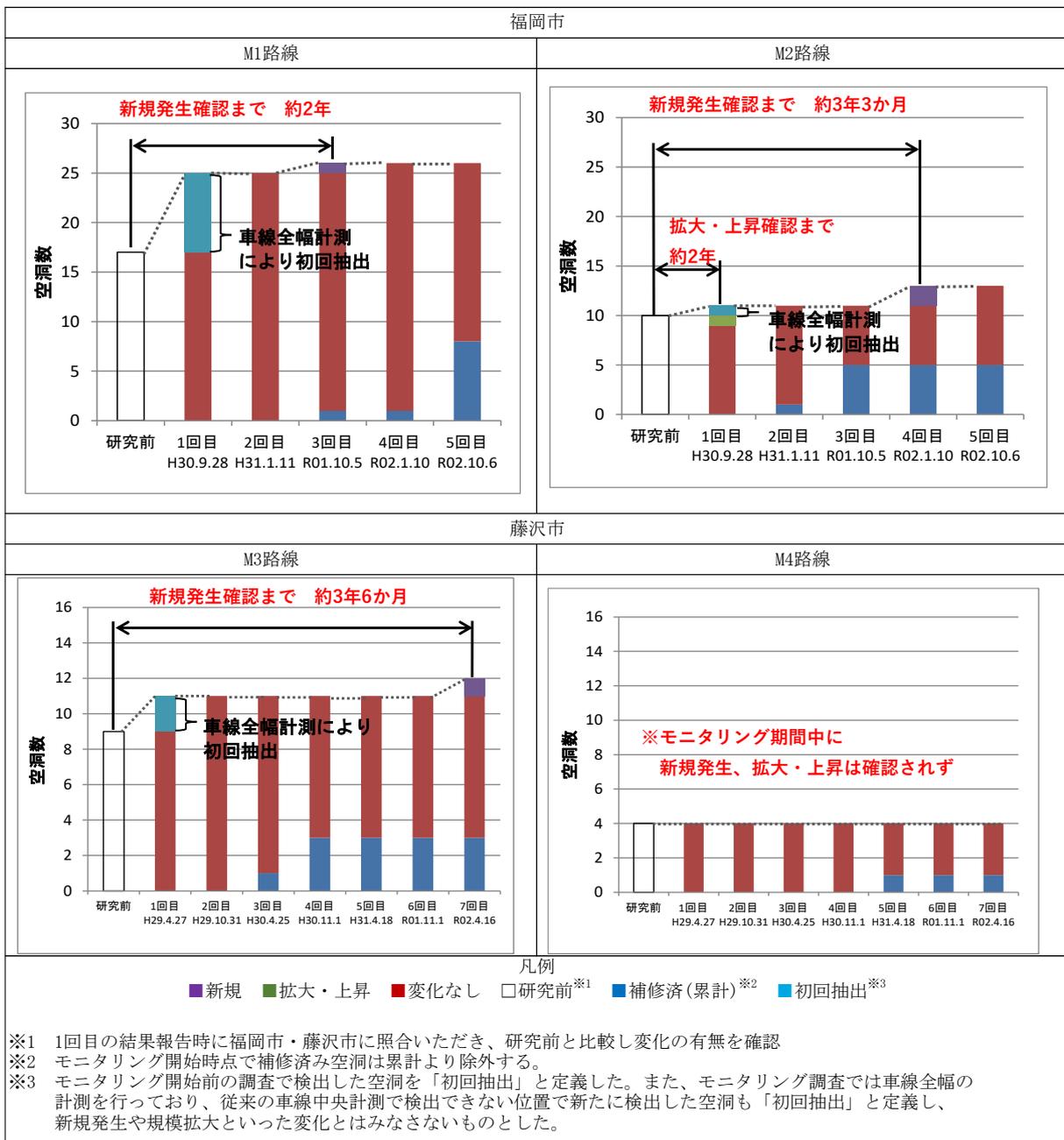


図-3.5 空洞発生状況の推移(4路線)

図-3.5 に、モニタリング路線ごとの空洞発生状況推移を示す。空洞が新たに発生するまでの期間が最も短かったのは M1 路線(福岡市)の約 2 年であった。隣接するが地下埋設物状況が異なる M2 路線の同期間は約 3 年 3 か月であった。また、M1 路線と地盤種別(砂層)と主な占用物件(下水道管)が共通する M3 路線(藤沢市)の期間は約 3 年 6 か月となり、同じ条件の路線であっても気象環境の違いなどから空洞発生・拡大傾向の把握に向けた検討を進める。

(3) スコープ調査による空洞厚さのモニタリング

福岡市の 2 路線で抽出した 8 箇所(表-3.3)の空洞信号(表-3.3)を対象に、スコープ調査による空洞規模のモニタリングを行った。調査方法は、レーダ探査で位置特定した空洞信号の最浅点を対象にΦ50のノンコアボーリングを実施し、ドロースコープシステムにより孔壁断面画像を撮影することで、発生深度と空洞厚を確認した(図-3.6)。

レーダ探査によるモニタリングで新規抽出した 3 箇所(ID:M1-3、M2-2、M2-3)の空洞は空洞厚が 10cm 未満と小さく、空洞発生後の初期段階に抽出した事例となった。ID:M1-3では、1年間に空洞が上下方向に拡大(深度の上昇(7cm)と下方の拡大(20cm)、図-3.7上)が確認され、実空洞の拡大過程を捉えることができた。当該箇所は下水道本管及び取付管の直上に発生しており、降雨や地下水等の影響により短期間で管路に土砂が流出したものと推察され、今後、更なる空洞規模の拡大が懸念されるため、速やかな補修対応が推奨される。また、ID:M2-4とM2-5では、空洞補修(注入工法)後の経過観察を目的に、1年ごとに2回のスコープ調査を実施した。ID:M2-4では注入補修材が隙間なく充填されていることを確認したが、ID:M2-5では注入補修材の上端に5cmの隙間(空洞)を確認した(図-3.7下)。この隙間の発生は、経時的に

注入補修材が地盤と共に沈下、または充填後に空洞周辺地盤へ時間をかけて浸透したことで形成された可能性が考えられる。

以上の試行より、スコープ調査による空洞厚のモニタリングは空洞の拡大を直接計測するものであり、適切な補修時期を判断する材料となることが確認された。なお、本研究のサンプル数は少なく、今後は様々な原因で発生した空洞を対象とすることで、空洞拡大メカニズムの解明に向けた検討を進める。

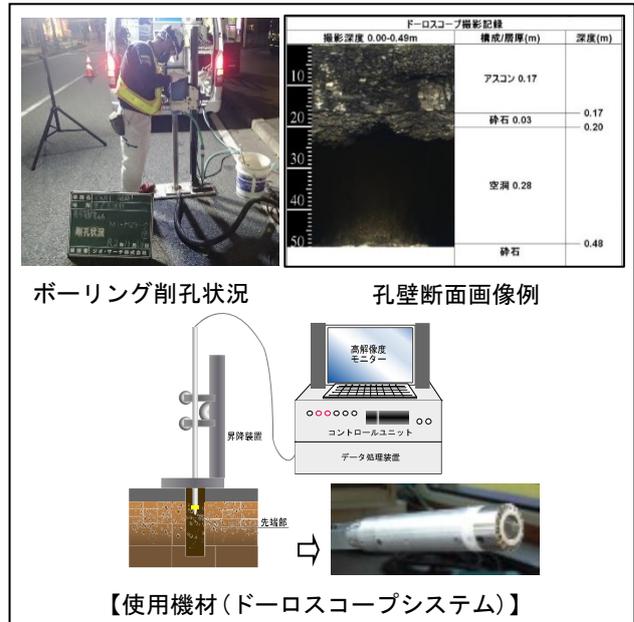


図-3.6 スコープ調査概要

表-3.3 スコープ調査結果一覧

異常箇所No. (ID)	調査時期	調査目的	発生深度 (cm)	空洞厚 (cm)	広がり (m)
1 M1-1	R02.1	規模確認	26	26	2.4×1.0
	R02.11	規模の変化確認	22	26	2.4×1.0
2 M1-2	R01.1	規模の変化確認	19	18	1.6×0.9
4 M1-3	R01.11	新規抽出	27	8	1.2×0.8
5	R02.11	規模の変化確認	20	28	1.2×0.8
6	H30.11	規模確認	65	52	1.1×1.0
7 M2-1	R01.11	規模の変化確認	65	45	1.1×1.0
	R02.11	規模の変化確認	65	45	1.1×1.0
8	R02.1	新規抽出	76	9	1.1×0.7
10 M2-2	R02.1	新規抽出	94	8	0.9×0.7
	R02.11	規模の変化確認	88	8	0.9×0.7
12	H30.11	規模確認	54	29	1.2×1.0
13 M2-4	R01.1	補修状況の確認	-	-	-
	R02.1	補修状況の確認	-	-	-
15	H30.11	規模確認	28	32	1.0×0.6
16 M2-5	R01.1	補修状況の確認	25	5	0.6×0.5
	R02.1	補修状況の確認	-	-	-
17					

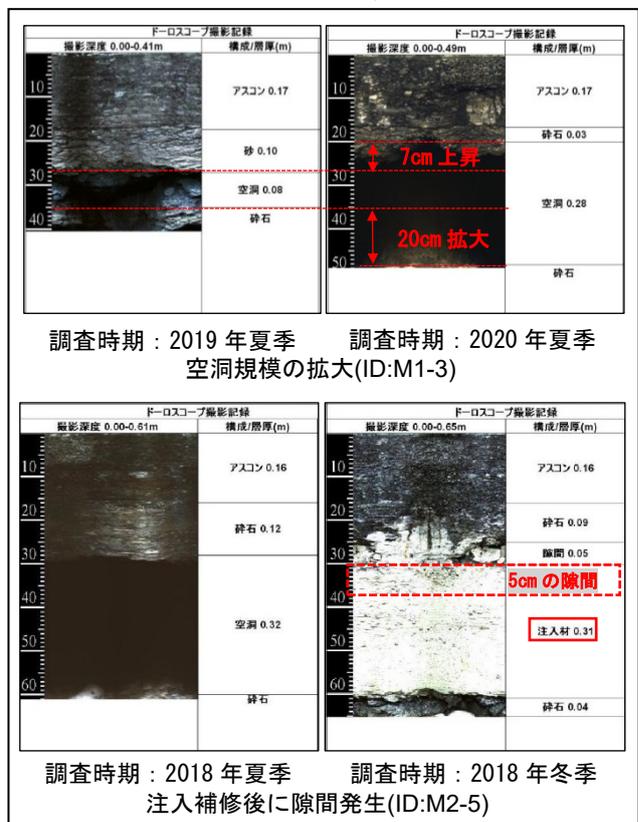


図-3.7 スコープ調査によるモニタリング例

(4) 空洞下端ゆるみ領域の把握

路面下に発生した空洞は、空洞上端の崩落により深度上昇を繰り返し、舗装直下に達することで道路陥没を引き起こす。その過程で崩落した地盤によって形成される空洞下端ゆるみ領域は、規模拡大の可能性を評価する空洞情報と整理されている²⁾。本研究では、スコープ調査を実施した空洞を対象にゆるみ厚計測を実施し、ゆるみ領域の詳細把握ならびに空洞診断の高度化に向けた検討を行った。

本検討では、空洞規模が拡大する過程で生じた空洞下のゆるんだ層をゆるみ領域、貫入抵抗値が相対的に小さい領域の厚さを空洞下ゆるみ厚と定義した。計測には単管式のポータブルコーン貫入試験機を使用し、地盤調査の方法と解説³⁾に基づき空洞の最浅点で実施したスコープ調査孔(直径50mm程度)から試験機を10mm/sの速度で貫入し、100mm単位で荷重値を読み取った。この荷重値を用いて、深度ごとの貫入抵抗値を算出した。計測対象は、福岡市道のモニタリングで抽出した4箇所空洞とした。なお、本研究ではゆるみ領域の平面範囲を確認するために、空洞範囲外(健全な周辺地盤)を含む複数点での計測を試行した。

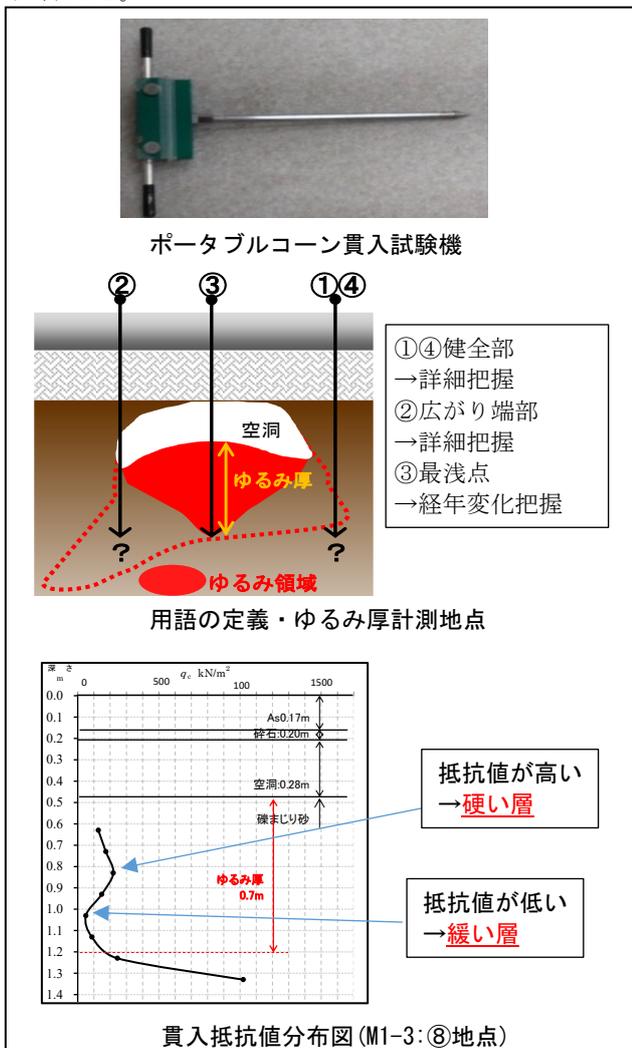


図-3.8 ゆるみ厚計測概要

○下水道管敷設路線に発生した空洞

M1路線には車道中央部に下水道本管が敷設されており、下水道取付管および本管への土砂流出が発生原因と推察される空洞が確認されていた。対象の2箇所空洞は、離隔約1.0mと近接して発生しており、それぞれ下水道取付管(GL-0.8~1.0m)、さらに車道中央側に下水道本管(GL-1.3~1.8m)が埋設されていた(図-3.9)。この2空洞が路面下でつながっている可能性や2空洞間の地盤の状況の把握を目的に、空洞範囲内・外の全9地点で計測した結果、空洞範囲内ではゆるみ領域が確認され、空洞範囲外の全箇所はコーンが貫入できず、ゆるみ領域ではなかったことがわかった。以上より、ゆるみ領域は空洞脇には存在せず空洞下に局所的に発生していたことが明らかになった。また、2箇所空洞の中間地点を含む周辺地盤(空洞外)でゆるみ領域が確認されなかったことから、当該空洞の拡大の可能性は空洞下のゆるみ状況をもとに検討を進めることが適切と考えた。

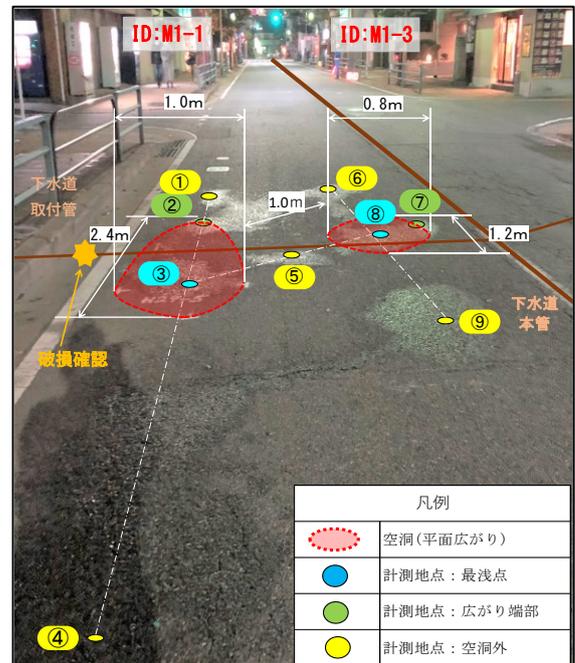


図-3.9 ゆるみ厚計測地点と占用物件の位置関係 (ID:M1-1、M1-3)

表-3.4 ゆるみ厚計測結果(ID:M1-1、M1-3)

計測地点	空洞厚 (m)	ゆるみ厚 (m)	備考
1 ①	空洞外	-	貫入不可能
2 ②	広がり端部	0.07	
3 ③	最浅点	0.26	
4 ④	空洞外	-	貫入不可能
5 ⑤	空洞外	-	貫入不可能
6 ⑥	空洞外	-	貫入不可能
7 ⑦	広がり端部	0.13	
8 ⑧	最浅点	0.28	
9 ⑨	空洞外	-	貫入不可能

次に、空洞の最浅点(地点③、⑧)で計測したゆるみ領域の貫入抵抗値分布図を、図-3.10に示す。空洞下ゆるみ厚を比較すると、ID:M1-1の0.3m(GL-0.5~0.8m)に対してID:M1-3は0.7m(GL-0.5~1.2m)と、空洞下ゆるみ厚の大きさに2倍の差があった。通常、空洞の発生原因を推察する際には最も近接している埋設物の影響から考えるため、本ケースでは2箇所とも下水道取付管への土砂流出が疑われる。しかし、ID:M1-3はゆるみ領域が下水道取付管より深い位置に確認され、土砂流出経路が異なることが示された。調査後、下水道管理者から提供いただいた管路点検結果を照会したところ、ID:M1-1に近い位置で下水道取付管が破損していたことが分かり、発生原因は取付管(破損箇所)への土砂流出と特定した。下水道本管に近いID:M1-3に関しては明確な発生原因の特定には至らなかったが、下水道取付管の破損箇所から離れていること、さらにゆるみ領域の深さが下水道取付管と下水道本管の間であることから、下水道本管への土砂流出が空洞発生原因であると推察した。

続いて、空洞範囲内におけるゆるみ厚計測結果の比較を行った。ID:M1-1は縦断方向の広がりが大きく、レーダで計測した広がり端部(②:最浅点からの離隔1.8m)にてゆるみ厚の追加計測を実施した(図-3.11)。計測結果を比較したところ、貫入抵抗値の分布形状およびゆるみ厚に大きな差は見られなかった。このことから、当該空洞のゆるみ領域は空洞範囲全体に広がっているものと推察される。なお、発生原因と推察される下水道取付管に破損箇所が確認されていることを考慮すると、将来的に空洞範囲全体の空洞厚が拡大する可能性が考えられる。ID:M1-3は、空洞内部の落ち込み方向(⑦:最浅点からの離隔0.3m)にてゆるみ厚の追加計測を実施した(図-3.12)。計測結果を比較したところ、最浅点⑧のゆるみ厚が0.7mであるのに対して、広がり端部⑦のゆるみ厚は1.7mと1.0mの差が確認された。B-②方向には下水道本管が敷設されており、確認されたゆるみ領域は管底より深い位置まで到達していた。このことから、下水道取付管または本管の影響とされてきた発生原因が、本管側に原因があると推察された。

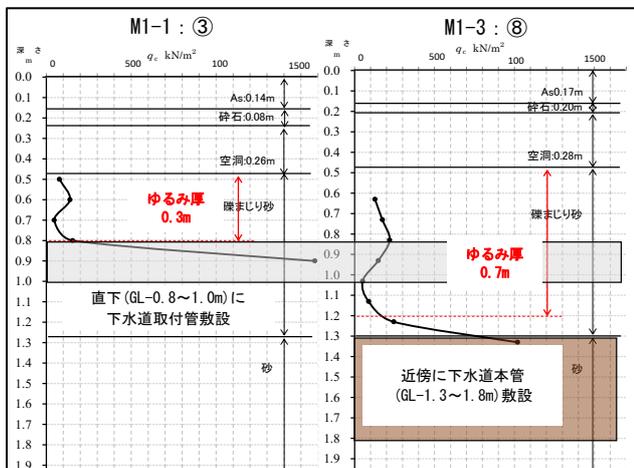


図-3.10 空洞最浅点におけるゆるみ厚の比較

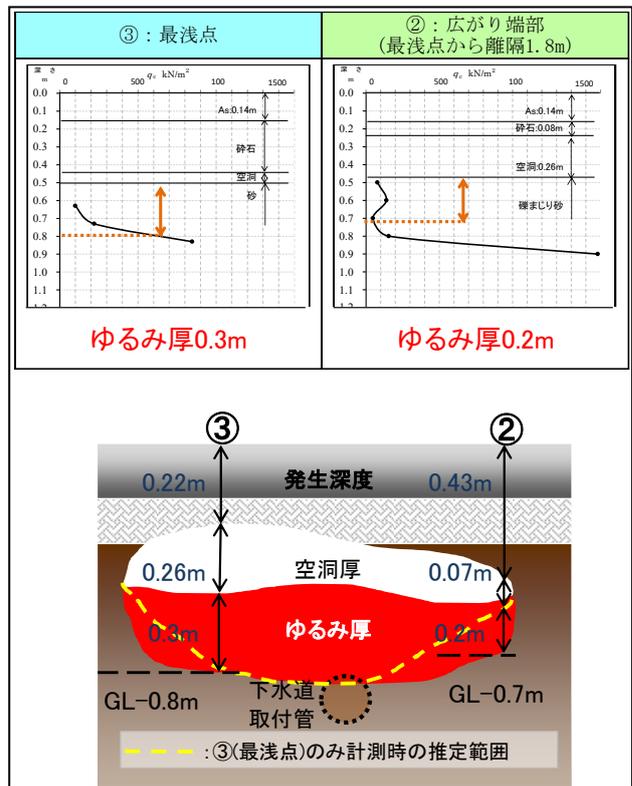


図-3.11 ゆるみ厚計測結果比較(ID:M1-1)⁴⁾

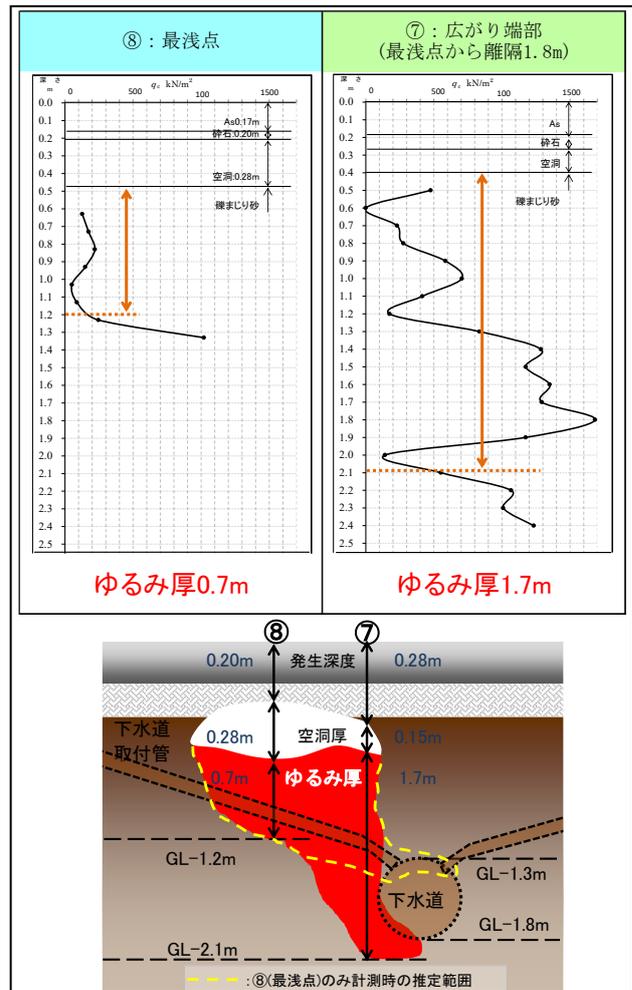


図-3.12 ゆるみ厚計測結果比較(ID:M1-3)⁴⁾

○地下構造物敷設路線に発生した空洞

M2路線で確認したID:M2-3は空洞下ゆるみ厚が3.2mと大きいことから、空洞周辺の地盤が広範囲に緩んでいる可能性があると考えられた。そこで、周辺地盤(空洞外)を含む複数地点でのゆるみ厚計測を試みた結果、空洞外の2地点ではコーンが貫入できず、ゆるみ領域は空洞下に局所的に発生していることが分かった(図-3.13)。貫入抵抗値はGL-2.1m付近で低い値(緩い層)を示すものの、全体的に深さに比例して大きくなる傾向が見られた。また、計測時にコーン先端に付着した土砂は湿っており、空洞下の地盤に地下水の存在が示唆された。以上より、当該空洞は地下水位の変動により地盤のゆるみ領域内の空洞が上昇した可能性が考えられる。

次に、同一地点におけるゆるみ厚のモニタリング調査を実施し、経年変化の把握を試みた。計測対象は2箇所の空洞とし、1年間の期間をあけて2回の調査結果を比較した(図-3.14~15)。図-3.14のID:M2-1では、スコープ画像より空洞規模(発生深度・空洞厚)に変化は見られず、ゆるみ厚は2回とも同じ深さまで計測した、2回目の貫入抵抗値の低下については、当該回の貫入孔が前回と同一で適切な計測ができなかったためと考えられる。図-3.15のID:M2-3では、スコープ画像より発生深度が6cm上昇していることが分かったが、空洞厚に変化は見られなかった。貫入抵抗値の分布形状にも変化は見られず、発生深度の上昇は空洞上端の路盤が崩落したことによるものと

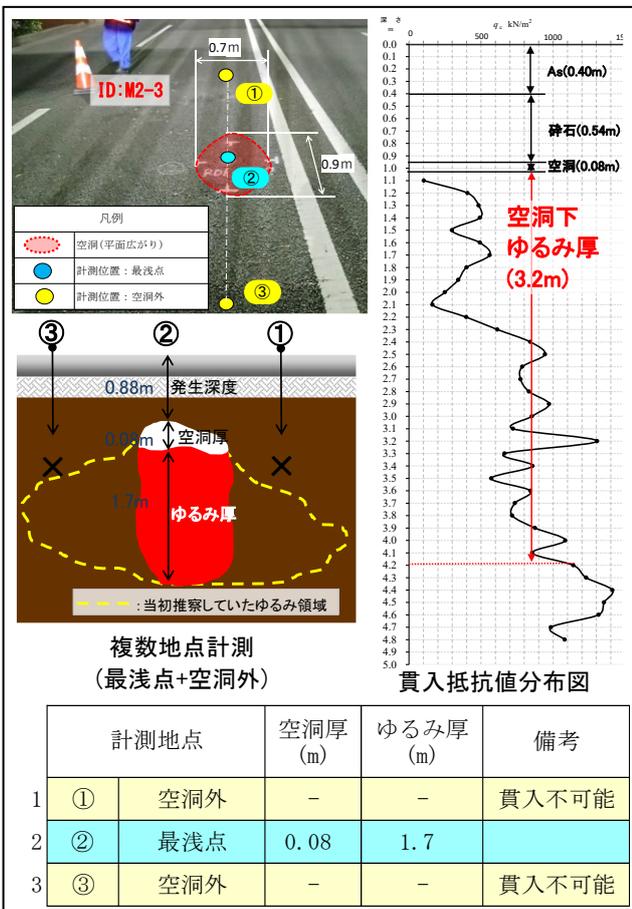


図-3.13 ゆるみ厚計測結果(ID:M2-3)⁴⁾

推察した。また、2回目の計測は1回目より浅いGL-2.9mまでしか貫入できなかったが、地盤内の礫等の障害物に接触した可能性が考えられる。なお、1回目の調査と同様に2回目もコーンの先端に湿った土砂の付着を確認しており、ゆるみ領域は地下水の影響を受けたものと考えられる。以上の結果より、本試行ではゆるみ厚の経年変化は確認されなかった。今回はモニタリング期間が1年間であったが、長期的なモニタリングによる経年変化の把握が、新たな空洞規模拡大メカニズムの解明に繋がるものと考えられる。

本研究では、空洞下のゆるみ領域を数値化することでゆるみ形態の比較が可能になり、空洞の発生機構を推察する精度が高まった。また、複数点計測によって、空洞の成長性評価や発生原因推察の精度向上に寄与することが分かった。今後の研究では様々な発生状況にある空洞を対象に診断事例を増やすとともに効果的な複数点計測の適用条件を整理し、道路陥没対策の更なる高度化に向けて検討を進める。

参考文献

- 1)国土交通省:表層地質、国土調査(土地分類調査・水調査)、
<https://nlftp.mlit.go.jp/kokjo/inspect/landclassification/download.html>を加工して作成、2019年2月25日ダウンロード
- 2)濱也ら:道路陥没対策に求められる空洞情報高度化に向けた基礎的検討、第1回交通地盤工学に関する国内シンポジウム、2019.9
- 3)地盤工学会 地盤調査規格・基準委員会:地盤調査の方法と解説-二分冊の1-、公益社団法人 地盤工学会、pp337-344、2013.3
- 4)濱也ら:空洞下ゆるみ領域の複数点測定による空洞診断の高度化事例、第56回地盤工学研究発表会、2021.7

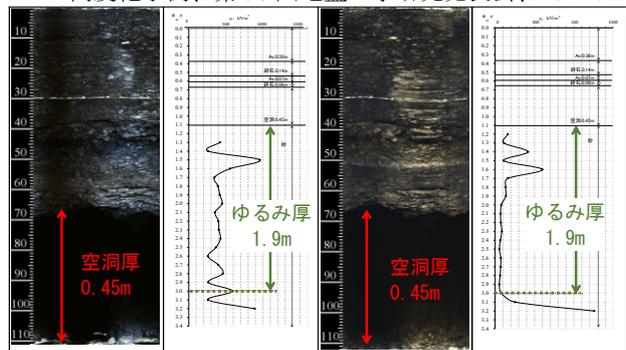


図-3.14 ゆるみ厚比較結果(ID:M2-1)

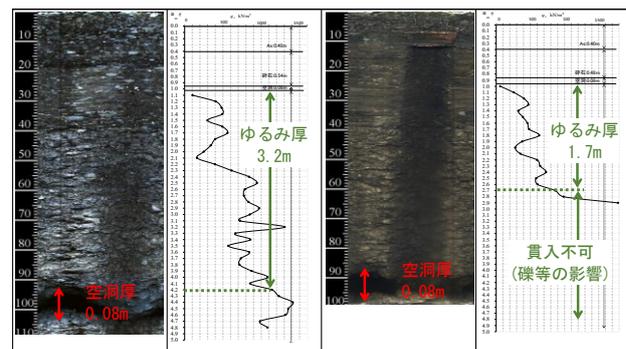


図-3.15 ゆるみ厚比較結果(ID:M2-3)

3.2 室内模型実験による空洞生成・拡大メカニズムの検討

(1) 土砂流出模型実験による空洞挙動説明と陥没危険度評価

空洞の生成・拡大メカニズムを解明し、陥没に至る条件を分析して、陥没危険度の定量評価指標を構築することを目的として、土砂流出模型実験を実施した。

(a) 模型地盤の材料

模型地盤の材料として、珪砂3号、5号、7号、および珪砂5号と7号を7:3で混合した材料を用いた。地盤材料の物理特性と粒度を表-3.5と図-3.16にそれぞれ示す。

表-3.5 地盤材料の物理特性

地盤材料	平均粒径 D ₅₀ (mm)	最大密度 ρ _{d,max} (g/cm ³)	最小密度 ρ _{d,min} (g/cm ³)
珪砂 3号	1.21	1.53	1.31
珪砂 5号	0.35	1.54	1.25
珪砂 7号	0.16	1.52	1.20

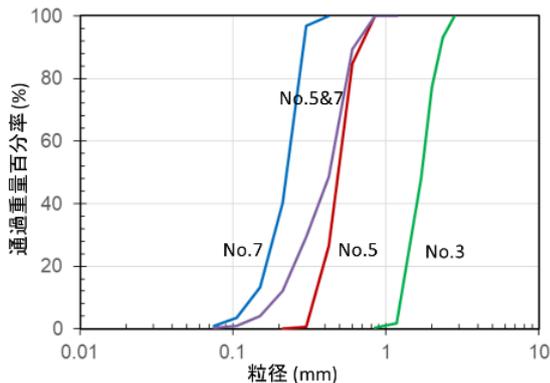


図-3.16 地盤材料の粒径加積曲線

(b) 実験装置

図-3.17に土砂流出模型実験に用いた土槽の模式図を示す。小型および中型の2つの土槽を使用した。サイズが異なるだけで基本的な構造や機能は同じである。模型地盤内に生成する空洞が水平方向に大きく拡大して側壁との干渉が懸念される場合は中型土槽を使用した。土槽内に作製した模型地盤は、小型土槽では幅30cm、高さ20cm、奥行き8cm、中型土槽では幅60cm、高さ30cm、奥行き10cmである。土槽底板中央に下水管渠破損部等を想定した土砂流出孔として幅5mmの開口部を設け、排水・排土を行った。地盤内への給水は、土槽底板の開口部から、または土槽両側面の水槽から透水壁を介して行った。模型地盤内の水位は、給水径路に昇降可能な給水タンクを連結することにより調整した。一部の試験において、地表面変位の計測および模型地盤底部における間隙水圧計測を実施した。

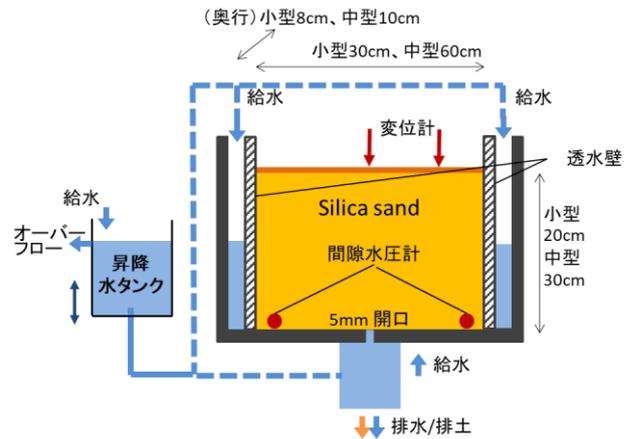


図-3.17 土砂流出模型実験土槽

(c) 実験方法

相対密度が50%または80%になるように、1層2.5cmごとに所定の高さまで乾燥砂を締固めて模型地盤を作製した。模型地盤前面には地盤変位の観測用に色砂を配置した。まず給水により模型地盤を地表面まで飽和させ、その後給水タンクの高さを調整して模型地盤内の初期水位を設定した。底部からの給水の場合は、試験開始と共に給水を一旦止めて底板開口部を開放すると、模型地盤から水と土砂が流出する。土砂の流出が停止したら、再び所定の水位まで給水したのち、排水・排土する。以後この給排水サイクルを地表面陥没に至るまで繰り返す。側方給水の場合は、給水を継続したまま底面開口部を開放して排水・排土した。表-3.6に土砂流出試験の条件を示す。

表-3.6 土砂流出試験の試験条件

材料	相対密度	開口幅	給水条件	初期水位
珪砂3号	50% or 80%	5mm	底面 or 側面	5~15cm or 地表面
5号				
7号				
5&7号				

(d) 空洞の生成要件と初期空洞

図-3.18に珪砂5号地盤を地表面まで飽和した条件（初期水位＝地表面）で開口部を開放したケースの地盤の変位状況を示す。底面開口部からの土砂流出が直上の土砂を次々引き込み速やかに地表面まで伝播して空洞を生成することなく地表面沈下及び陥没に至った。地盤内部の変位は開口部直上の約5cmの範囲に限定された。土砂流出は排水が停止するまで継続した。

次に、珪砂5号地盤の初期水位を10cmに設定して開口部を開放したケースを図-3.19に示す。また、その際計測した地表面沈下、地盤内水位、累積排水・排土量を図-3.20に示す。前ケースと同様、底面開口部からの土砂流出が直上の土砂を次々引き込むが、初期水位付近でその連鎖は止まり、鉛直方向縦長の空洞を生成した。この空洞をここでは初期空洞と呼ぶ。土砂は水と共に排出されるので、空洞内に水が残らない場合は、空洞側部も上部も不飽和状態のサ

クッションにより安定し、それ以上土砂流出は起きない。地表面は中央のみわずかに沈下した。本ケースは側方給水であったため、側方の地盤内水位は初期と同様の10cmに概ね保たれたが、中央開口部に向かって水位が低下し初期空洞生成後は水のみが排水された。

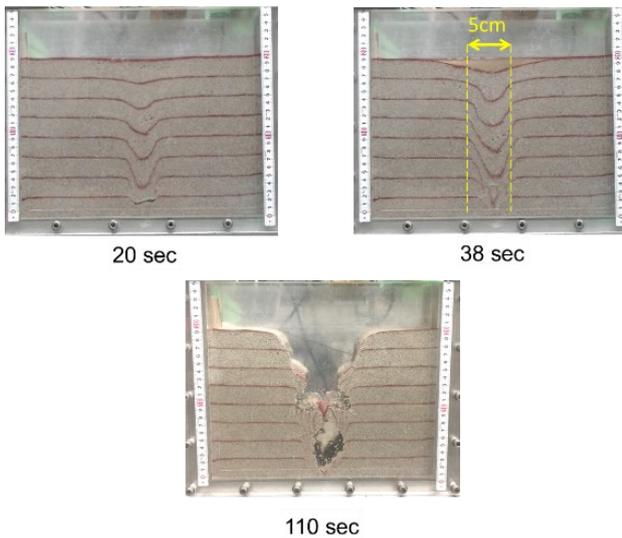


図-3.18 初期水位が地表面にある場合の土砂流出 (珪砂5号、Dr50%、初期水位20cm、小型土槽、地盤高20cm)

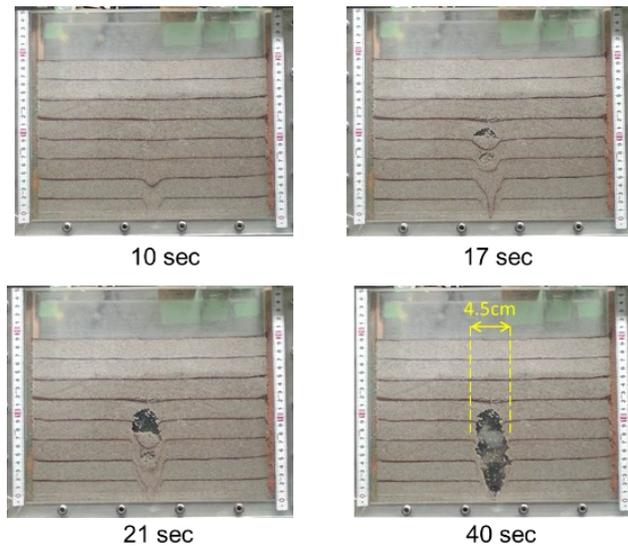


図-3.19 初期水位が10cmの場合の土砂流出と空洞形成 (珪砂5号、Dr50%、初期水位10cm、側方給水、小型土槽、地盤高20cm)

さらに初期空洞の直上および左右に、コーン形状の先端を有する径3mmのロッドを用いて貫入試験を実施した結果を図-3.21に示す。中央部の貫入抵抗は地表から4cm程度までは下部の空洞・ゆるみの影響をほとんど受けていない。サクシオンが初期空洞天井部の土粒子の崩落を抑えているのに加えて、空洞上部の地盤に土のアーチアクションが働き地表付近の地盤の保持に寄与していると推察された。ここで、図-3.21の空洞幅は最大4.5cm、空洞天井部から地盤の健全部まで約5cmであった。

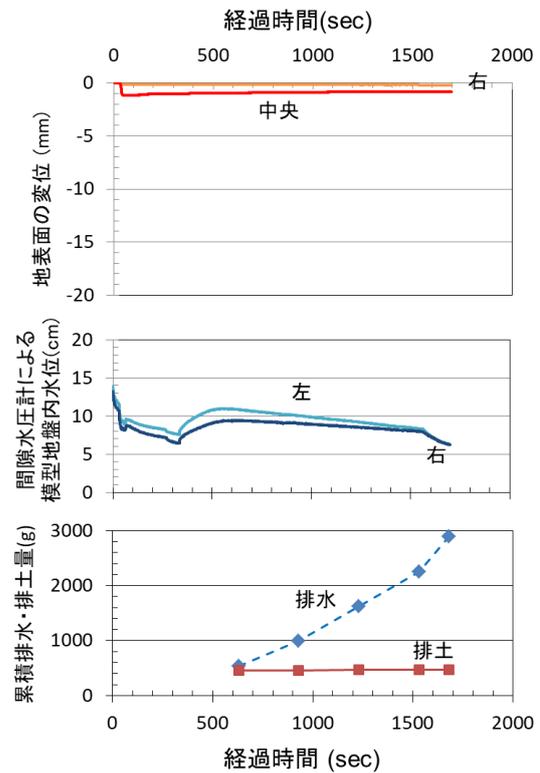


図-3.20 地表面沈下、水位と累積排水・排土量 (中央は開口部直上、右および左は中央からそれぞれ10cm)

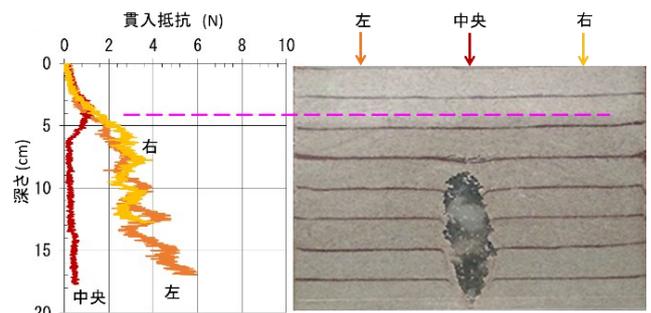


図-3.21 初期空洞周辺の貫入試験結果 (中央は開口部直上、右および左は中央からそれぞれ10cm)

図-3.22に様々な条件で実施した土砂流出試験における初期空洞の高さと幅を初期水位に対してプロットした。いずれのケースも、初期空洞の高さは初期水位付近かやや上方に位置している(一部の例外を除いて初期水位高さの1.5倍以内に収まっている)。また、空洞幅は初期水位にかかわらず5~10cm程度で、珪砂7号では大きい値となった。ケイ砂7号は透水性が5号に比べて低いため、地盤からの排水に時間がかかり空洞側部の土砂が動きやすかったのではないかと考えられる。

初期空洞が生成するプロセスを図-3.23に模式的に示す。土粒子が下方の拘束を失うと直上の土粒子を連鎖的に引き込みながら下方へ動き、土砂流出孔から流出する。ただし、不飽和状態では土粒子自重を保持できるサクシオンが働き空洞天井部および側部からの土粒子の動きが止まり空洞が安定すると考えられる。透水性の高い砂地盤では、地盤から空洞

内へ、さらに開口部へ速やかに排水するので空洞側部がほぼ鉛直に立つような煙突状の初期空洞が形成される。模型実験ではいずれのケースでも空洞内に再び給水しない限り初期空洞は安定していた。

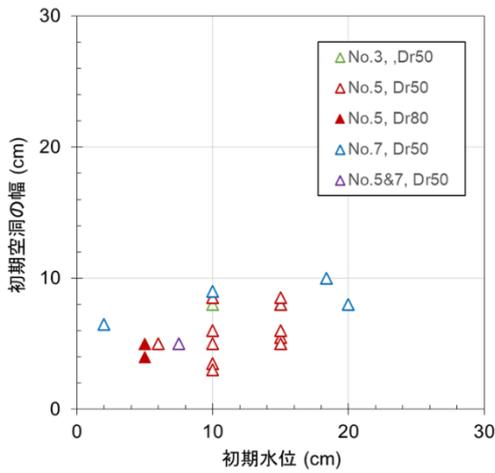
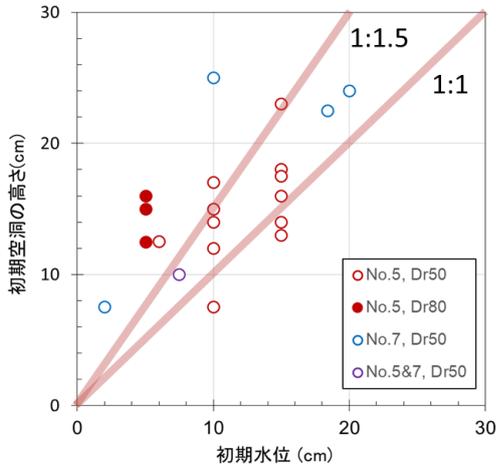


図-3.22 初期空洞のサイズ

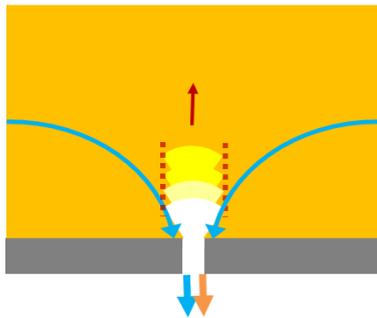
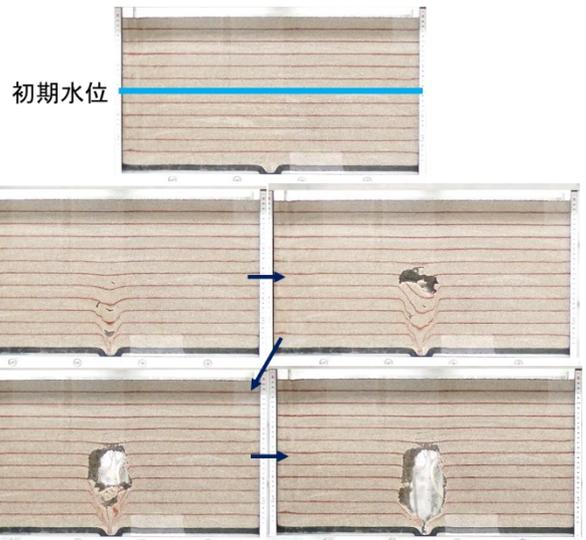


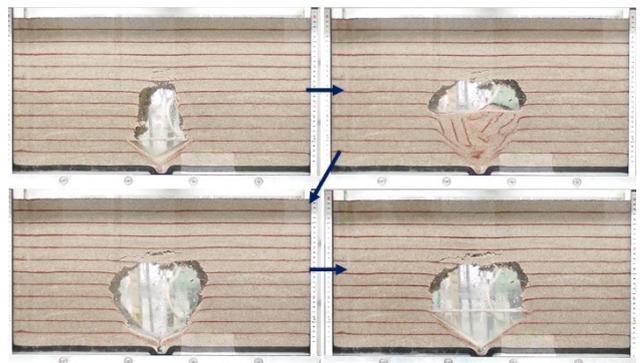
図-3.23 初期空洞の生成過程

(e) 土砂流出の継続による空洞拡大と地表陥没

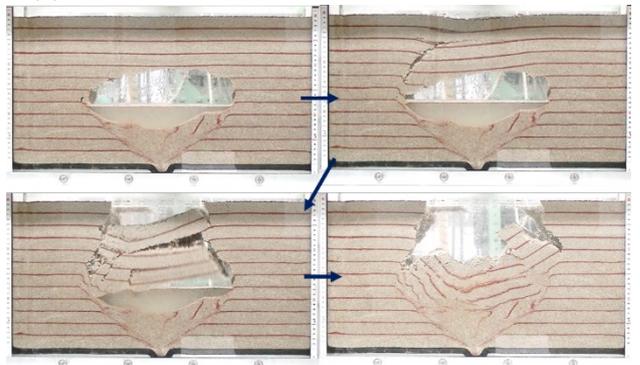
空洞内に水が残るか再び水が浸入するなどすると、水位以下の両側壁部の土砂が空洞内にすべり落ち空洞が拡大する。図-3.24 に、空洞生成から地表陥没までの典型例として、初期空洞生成後底面開口部より給水・排水過程を繰り返し地表陥没に至るまでの過程を示す。



(a) 試験開始～初期空洞生成



(b) 給排水繰返しによる空洞拡大



(c) 地表陥没

図-3.24 空洞の拡大過程

(珪砂5号、Dr50%、初期水位15cm、底面給水、中型土槽、地盤高30cm)

まず、図-3.24 (a)に示すように初期水位付近を上面とした煙突状の初期空洞ができる。空洞幅が小さく、空洞上に十分な土被りがあると空洞上にアーチング作用が働き地表部は安定すると考えられる。次に底面開口部から給水すると、空洞内の水面以下の側壁部が開口部に向かって安息角のスロープを形成し斜面上を土砂が滑り落ち、空洞底部から土砂が開

口部を通して流出すると空洞は扇形状に拡大した(図-3.24 (b))。不安定化し空洞下部に崩落した土砂が開口部付近で詰まって流出しなかった場合は、あたかも空洞が上昇したかのように見える。空洞の拡大や上昇に伴って、空洞幅が大きくなり天井部が地表に近づくと空洞上の土塊が安定を失い図-3.24 (c)に見られるように崩落に至る。この一連の過程を図-3.25にまとめて示した。

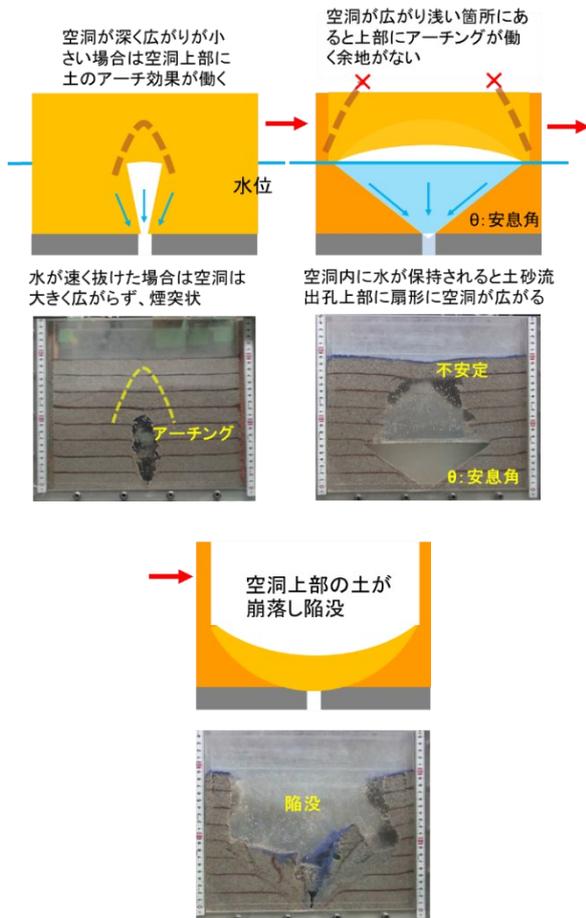


図-3.25 空洞生成・拡大のプロセス

(f) 地表崩落の条件

一連の模型実験における、空洞幅と空洞天井部の平均深さの関係を図-3.26 にプロットした。給排水繰返し1サイクルごとの空洞幅・天井深さの関係をプロットし、初期空洞から陥没直前まで線で結んでいる。空洞拡大と共にプロット面の右上方に進み、地表崩落(陥没)直前には一定の傾向がみられる。そこで、地表崩落直前の空洞について空洞幅と天井深さの関係を整理したものを図-3.27 に示す。同一の地盤条件において、空洞天井深さと空洞幅の比が概ね一定であること、地盤の密度が大きい場合はその値は小さめになることがわかった。それぞれの地盤条件における、空洞天井深さと空洞幅の比の陥没に関する閾値を表-3.7 に示す。これらの閾値は、不飽和状態の均質な模型砂地盤内の空洞が空洞上土塊の自重で崩落・陥没する場合の空洞条件を示している。

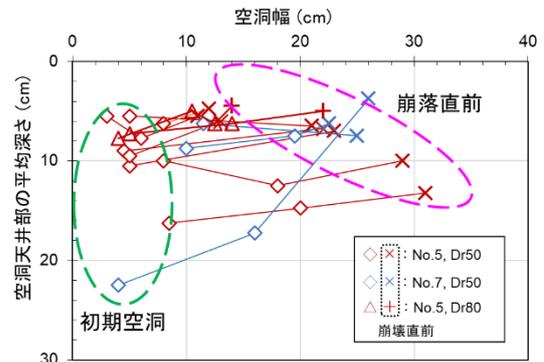


図-3.26 空洞拡大過程における空洞幅と空洞天井部深さの関係

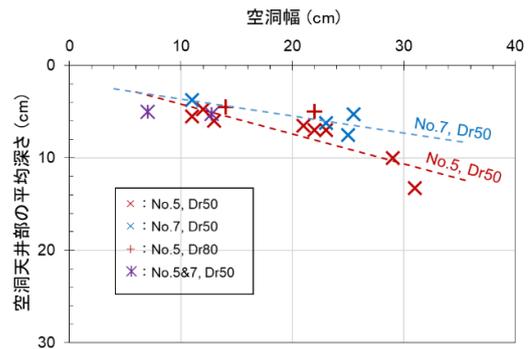


図-3.27 崩壊直前の空洞幅と空洞天井部深さの関係

表-3.7 空洞の陥没条件

地盤条件	陥没直前の空洞天井深さ／空洞幅
珪砂 5号 (Dr=80%)	約 0.2
珪砂 5号 (Dr=50%)	約 0.3
珪砂 7号 (Dr=50%)	約 0.2

(g) 空洞載荷試験

図-3.27 に示すような自重崩落に至らない場合の陥没要件を調べるために、空洞上の載荷試験を実施した。小型土槽を用い底面給水で5号珪砂地盤内に空洞を作製した。空洞幅とほぼ同じ幅の載荷板を空洞上の地表に設置し、一定速度の変位制御(1.82×10⁻²mm/s)で載荷した。試験条件を表-3.8 に示す。空洞幅と空洞天井平均深さを記載していないケースは比較用に実施した空洞なしのケースである。

表-3.8 空洞載荷試験の試験条件

材料	相対密度 (%)	載荷幅 (cm)	空洞幅 (cm)	空洞天井平均深さ (cm)
珪砂 5号	50	5	—	—
	80	5	—	—
	50	5	5	8
	50	5	5	11
	50	5	14	9
	50	6	6	6
	80	5	5	5

空洞載荷試験実施時の地盤の変位の様子を図-3.28に、載荷板応力と変位の関係を図-3.29に示す。空洞天井部上の土塊を空洞に向かって押し抜くように変形した。模型地盤内に空洞が無い場合、応力は増加し続けた。載荷を継続するとすべり面が形成され載荷板下の地盤は破壊すると予想されるが、本研究の趣旨から外れるので一定応力に達した時点で載荷を中止した。空洞がある場合の応力・変位関係は、ピーク値を示した後応力が減少し残留応力状態に至った。空洞幅が小さく空洞天井が深いほど、すなわち空洞天井深さと空洞幅の比が大きいほど、図-3.30に示すようにピーク応力は大きい。また相対密度が大きいケースではピーク応力は大きくなった。なお、図中で空洞天井深さ/空洞幅が 0.3 以下では図-3.30に示すように自重崩落する。

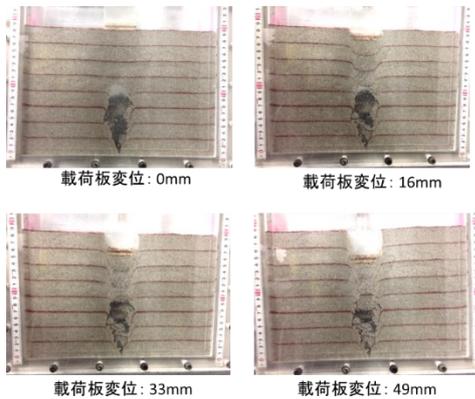


図-3.28 空洞載荷実験の様子

(Dr50、載荷幅5cm、空洞幅5cm、空洞天井深さ8cm)

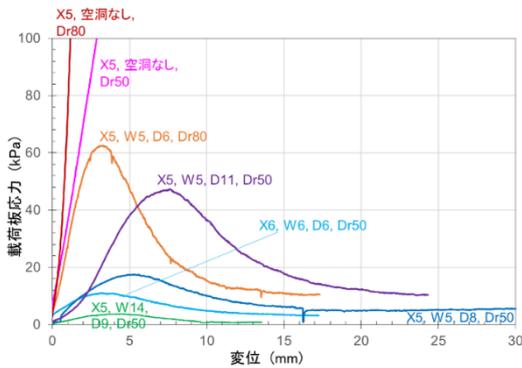


図-3.29 空洞載荷試験の応力-変位関係

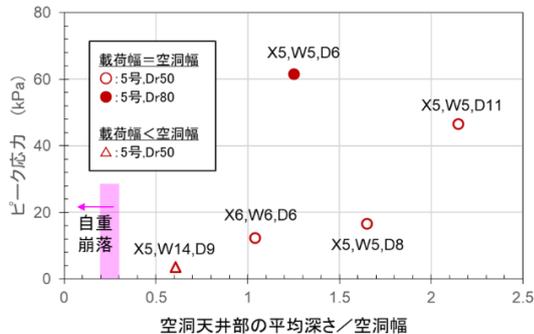


図-3.30 空洞載荷試験における空洞幅/天井深さとピーク応力

(h) 空洞上部土塊の安定性の検討

空洞上の地表が崩落する際には、図-3.24に示すように空洞幅より外側の地盤は影響を受けず、陥没孔側壁部は鉛直になることが多い。小西ら(2017)を参考に、空洞上部の土塊が両端の鉛直なすべり面に沿って崩壊するという単純なモデル化を行い空洞崩壊の説明を試みた。地表崩落時には図-3.31における W (空洞上部土塊の重量) と T (土塊両側面に作用するせん断抵抗) は等しいと考えられるので、土砂流出模型実験と空洞載荷試験の結果から、陥没時の空洞上部土塊の W を算定することにより、深さ方向の平均的な土のせん断応力 τ_{ave} を評価した。図-3.32にピークおよび残留平均せん断応力を空洞天井深さに対してプロットしたものを自重崩落のケースと合わせて示す。

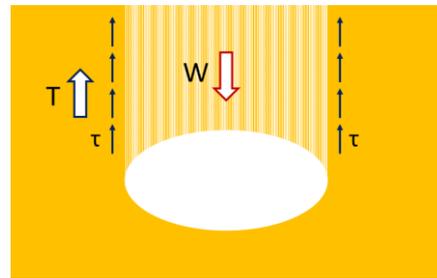


図-3.31 空洞の崩壊モデル

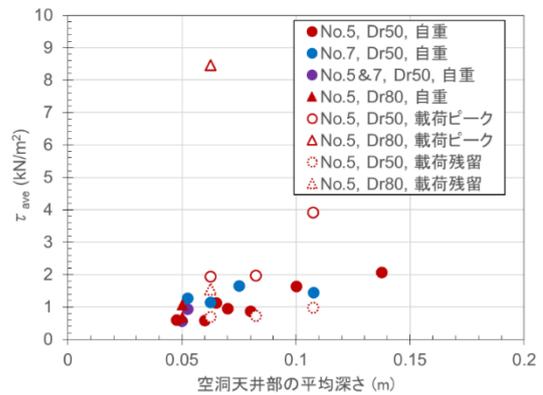


図-3.32 陥没時に空洞直上土塊側面に作用する平均せん断応力

地盤の相対密度が大きい場合は τ_{ave} も大きいこと、自重崩落時の τ_{ave} は空洞載荷試験における残留 τ_{ave} に相当すること、珪砂7号では珪砂5号に比べて、 τ_{ave} の深さ(土被り)依存度が小さいことが確認された。静止土圧係数を K_0 、湿潤密度を γ_t 、空洞深さを D 、土の内部摩擦角を ϕ 、粘着力を c とすると、

$$\tau_{ave} = c + (D K_0 \gamma_t \tan \phi) / 2$$

となり τ_{ave} は深さ D に依存するが、模型実験では D は 0.05~0.15m 程度で極めて小さく、 τ_{ave} への寄与はせん断抵抗角より(見かけの)粘着力の方が大きいと考えられる。また、図-3.24で観察されるように、空洞天井部の形状がアーチ状になっていることや、図-3.21の空洞上の貫入試験の結果から、空洞上部にはアーチ作用が働いていると考えられる。空洞深さ

と空洞幅の比が大きい場合はアーチングが空洞上部の地盤の安定性に寄与する。载荷試験を行った際には、見かけの粘着力によるせん断抵抗に加えて空洞上部に土のアーチ作用が働きピーク強度が発現したと考えられる。

(i) 路面下空洞の陥没危険度

土砂流出模型実験および空洞载荷試験で均質な不飽和砂地盤内の空洞が陥没する条件について以下のように確認された。

- 空洞深さと空洞幅の比が 0.2~0.3 を下回ると自重で陥没する。
- 空洞深さと空洞幅の比が大きい場合、空洞上に土のアーチングが作用する他、空洞直上土塊両側部にせん断応力が作用して自重や上載荷重に抵抗する。

上記について、実際の路面下空洞の陥没危険度評価への適用性を検討するために、図-3.33 に国道の空洞・陥没事例との比較を試みた。全国の国道で発生した陥没あるいは探査で発見された空洞について、2003 年度から 2007 年度の 5 年間分のデータを使用した。全 703 件の空洞・陥没データのうち陥没がはっきり確認されている事例は 39 件で、それ以外は空洞か陥没かは不明である。また、ここで空洞幅としているのは、空洞の短軸方向の長さ（空洞を鉛直方向に投影した時の縦断長さと横断長さのうち小さい方）である。模型実験で得られた情報に基づいて、舗装厚さとして 0.3m 差し引いた点から、傾き（空洞深さ/空洞幅）0.2~0.3 の線を引き、路盤の陥没の閾値とすると、国道の陥没事例を概ね包含する結果となった。空洞深さと空洞幅の比が小さくなるにつれて陥没危険度が高まると考えたと図-3.33 のプロットの左下から右上になるにつれて陥没危険度が大きくなると評価できる。

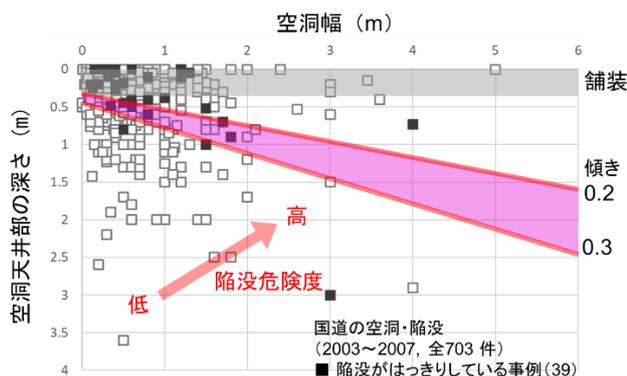
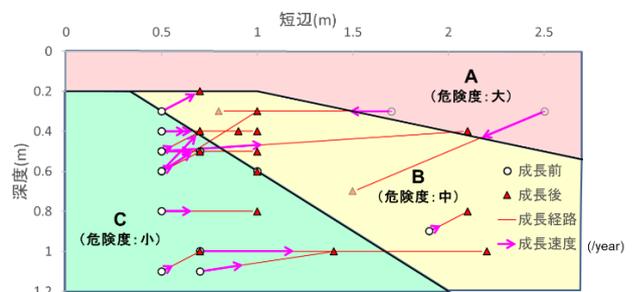


図-3.33 国道の空洞・陥没事例

同様の評価は従来から実務で実施されており、空洞の広がりや発生深度に基づいた空洞判定実施方針(案)2)を参考としてアレンジして、自治体の道路管理者はそれぞれ空洞補修の優先度を決めている。ここで、危険度の高いランク A 空洞は空洞深さ/空洞幅 < 0.2 であり、模型実験で得られた閾値と一致している。ランク A 空洞の範囲は、路面に沈下などの変状

が表れている場合が多いなどのことから経験的に決められた経緯がある。路面下空洞の陥没危険度を空洞深さと空洞幅で評価可能なこと、模型実験で確認された力学挙動と実際の路面陥没現象の整合が確認されたことから、陥没危険度の定量評価への道筋になりうるといえる。実務の観点からも、車載型の地中レーダを用いた路面下空洞探査で得られる情報は、空洞天井深さと広がり（空洞の長軸および短軸）であることを考えると、空洞天井深さと空洞幅で陥没危険度の概略評価が可能であることは有用性が高い。今後、様々な地盤条件・舗装条件における陥没閾値を検討する必要がある。

道路管理者が空洞補修の優先度を定める際には、図-3.33のような陥没危険度が重要な判断材料になることは言うまでもないが、空洞の成長速度も考慮すべき重要な観点である。図-3.34に2012~2016年度の国道における経過観察中の路面下空洞のうち、サイズの変化が報告されていた19件について空洞深さと空洞幅の変化を示した。なお、総計1048件の経過観察空洞のうち、成長したと判断されたものが47件、経年変化がみられなかったものが1001件と大半であった。国道には路面下空洞の主な原因となる下水管等の埋設物が少ないことが成長性の大きい空洞が少ない理由であると考えられる。中田ら(2018)³⁴⁾は、成長空洞は未固結の砂、礫、泥などの地盤内にあること、河川や海岸、水路など水環境に近接していることが多いことを指摘している。図-3.34には、新規発見時、および経過観察後の空洞深さと空洞幅をプロットし、年間の成長速度を示した。経過観察対象となっていた陥没危険度の小さい空洞が空洞幅が広がる方向に成長した様子が見える。空洞の成長速度に関しては、まだ事例の蓄積が不足しており定量的な知見がない。実験室では、土砂流出が継続する地盤条件や水位条件が揃えば、空洞の拡大・成長は極めて速いことが確認されており、実際の空洞成長も年単位ではなく場合によっては日単位で起こるのではないかと推測される。今後陥没時期の予測等を行うため補修の優先度を適切に判断するために、路面下空洞の成長速度をモニタリングして図-3.34に示すようなデータを蓄積することが重要と考えられる。



平成24~28年度の国道の路面下空洞調査結果のうち、比較調査にサイズの変化が与えられていた19個について整理
 ・空洞(深度変化有): 平均0.108m/年 ・空洞(深度変化無): 平均0.52m/年

図-3.34 国道の路面下空洞の成長速度

(2) 地震動による空洞拡大

図-3.35に示すように、地震で揺れの強かったところは、空洞の数、および危険度の高い空洞の割合が増えることが報告されている。振動台模型実験で地震の揺れによる空洞拡大メカニズムを考察した。

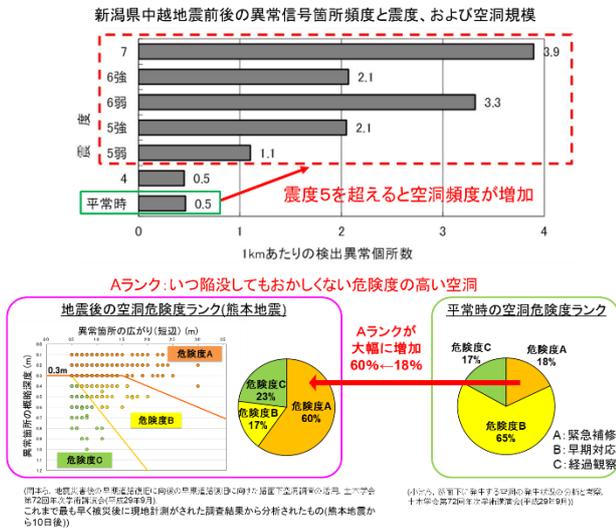


図-3.35 空洞頻度および危険度と地震動の関係

(a) 試験装置と方法

図-3.36に示すように、あらかじめ水の給排水を施すことにより模型地盤中央部に縦長の初期空洞を作製したのち、振動台を用いて水平方向および鉛直方向に加振した。初期空洞は、空洞幅と空洞天井深さから判断する限り、陥没危険度は低い。加振により陥没危険度がどのように推移するか調べた。

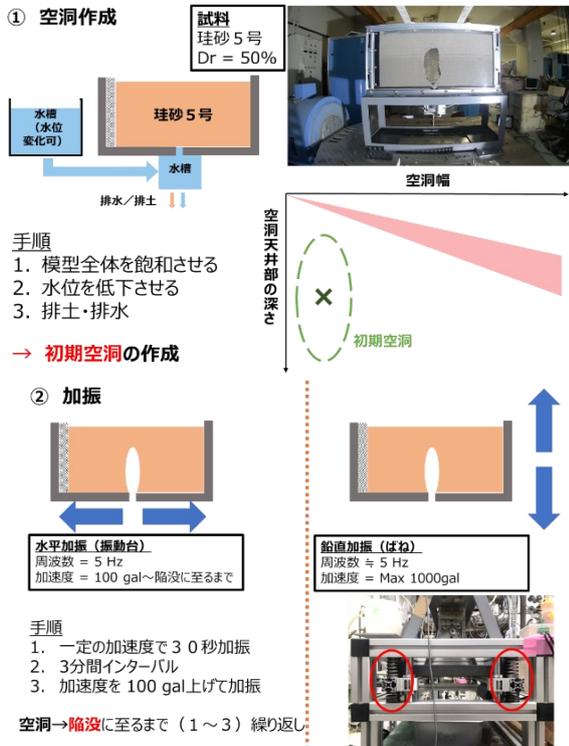


図-3.36 試験方法

(b) 試験結果

排水時間が短く地盤内に水が残った状態で加振を行うと、振動により地下水位より下にある空洞下部で液状化が生じる。それにより空洞の足元の応力が低下し塌れる形となり、空洞を支える上部のアーチングを決壊する様子がうかがえた。結果として、空洞が徐々に成長拡大し、終に陥没に至る過程が明らかになった。排水時間が長く地盤内に水が残っていないケースでは、加振による空洞の成長拡大過程は見られず一気に陥没に至った。加速度の上昇に伴い、空洞の左右の側壁が徐々に空洞内部を圧縮するように近づいていき、陥没に至る直前に地表面から斜めにせん断面が突如として現れ、瞬間にすべり破壊が生じた。鉛直加振のケースでは、加振による空洞の拡大過程を確認できた。加振前に空洞上部に亀裂が入っているのが確認できるが、加振によってこの亀裂部分から土塊が崩落することが確認できた。これは、空洞上部のゆるみ及び不安定な領域に鉛直加振が作用することで空洞が鉛直上方向に拡大すると考えられる。(図-3.37、図-3.38)

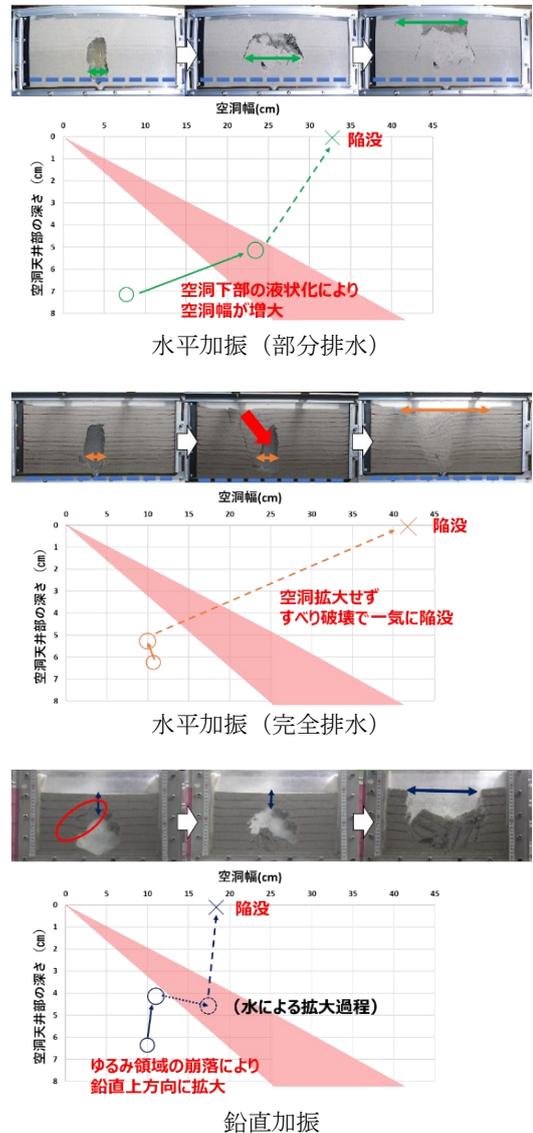


図-3.37 空洞拡大・崩壊過程における空洞幅・深さ経路

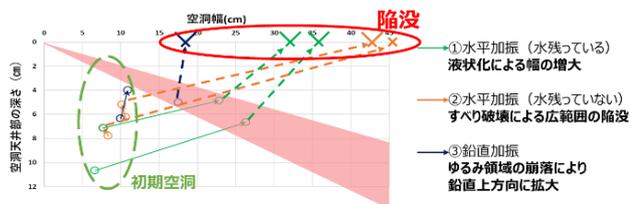


図-3.38 加振条件・排水条件と空洞径路

(c) 空洞の陥没危険度における地震動の影響

振動台模型実験により加振による空洞拡大・崩落メカニズムを調べたところ、以下の通り観察された。

- ・空洞幅が大きく空洞深度が浅い空洞ほど陥没に至るのに必要な加速度は小さくなる。すなわち、陥没危険度が高い空洞は地震による陥没危険度も高い。
- ・鉛直加振では、空洞上部のゆるみ領域を崩落させるよう作用することで空洞を拡大させる。サクシオンを超える慣性力が作用すると拡大が進行する。粒径の小さい珪砂7号ではサクシオンが強く作用するため、空洞の拡大は起こらなかった。
- ・水平加振での空洞拡大は液状化により生じる。地下水位以下の地盤が加振により応力が低下することで足元から空洞幅が拡大していき、空洞を支えるアーチングを決壊させる。結果として空洞が拡大し、陥没に至る。
- ・完全排水模型での水平加振では、すべり破壊による陥没が確認された。この破壊モードでは空洞を支えるアーチングを崩す必要があるため大きな加速度を必要とする一方で、空洞幅より大きな陥没穴が発生してしまうため、被害が想定より甚大なものとなる恐れがある。(給排水による陥没穴は空洞幅を超えない。)
- ・これらの破壊モードの違いにより、空洞の成長・拡大過程も異なってくる。その結果、路面下空洞の陥没危険度評価にあたっては、現行の方法で安全と評価された空洞が地震動の影響で陥没に至る恐れがあることが示唆される。
- ・上記により、地震後に空洞の数が増え危険度ランクの高い空洞割合が高いという実態の説明が可能である。

(3) 下水管渠の止水不良箇所周辺の空洞生成

一般に、道路陥没現象の主要な要因として認識されてきたのは埋設管の顕著な破損部である。一方、2016～2018年に藤沢市にて研究目的で路面下空洞現場の開削調査が体系的に実施され、埋設管に顕著な破損が認識されない箇所においても空洞が存在する事例が数多く確認された。そこで、埋設管接合部の破損とは言い難い軽微な隙間、いわゆる止水不良箇所周辺の空洞の生成・成長の有無、そしてそのメカニズムについて模型実験にて解明し、その一連の過程に影響を及ぼす要因の分析を行った。

前節で用いた土砂流出模型土槽底面の開口部を下水管継手を模擬して図-3.39のようなL字型として、地盤材料や流出孔サイズを変えて土砂流出実験を実施した。

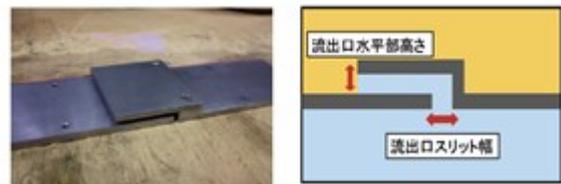


図-3.39 土砂流出模型実験のL字型流出孔

本検討により、埋設管接合部の止水不良箇所における路面下空洞の生成・成長について以下が明らかになった。

- ・均一粒径地盤において、空洞生成の有無に「地盤を構成する土粒子の粒径」と「土砂流出口の寸法」の比が関係している。
- ・土砂流出が促進され空洞が成長しやすい流出口の寸法がある。
- ・空洞発生現場の再現地盤において、流出口の寸法が3mmのケースで空洞の生成・成長が発生した。
- ・給水時水位が空洞の生成つまり土砂流出の発生に大きな影響を及ぼす。
- ・細粒分が10%以下の場合には細粒分が無い場合に比べて土砂流出の傾向が強い。
- ・細粒分含有率が10%から20%に増加することで土砂流出挙動が大きく変化し、20%では土砂流出の傾向が弱い。
- ・土槽底面から給水が行われた場合、空洞上部のアーチ構造の足下がすくわれ空洞の成長が顕著となる。

上記の通り、埋設管接合部の軽微な止水不良箇所においても路面下空洞の生成・成長が発生するということが確認された。そして、一般的には止水不良箇所の流出経路が大きいほど土砂流出が生じやすいと思われるが、比較的小さな流出経路でも、土の粒径や透水係数などの条件が揃えばむしろ顕著な土砂流出が生じ得るということが確認された。これらのことから、軽微な止水不良箇所に対しても路面下空洞および道路陥没の危険性を軽視せず、適切な危険度評価や補修を行うことが重要であると考えられる。

参考文献

- 1) 小西康彦、福永健一、大峯秀一、深谷渉、竹内大輔：下水道管起因の地盤内空洞発生と地表面陥没危険度の実験的研究、下水道協会誌、Vol.55、No.670、pp.124-133、2018。
- 2) 国土交通省北陸地方整備局北陸技術事務所：空洞判定実施方針(案)、2010年3月。
- 3) 中田祐輔、桑野玲子、瀬良良子：国道の路面下空洞の成長傾向に関する検討、土木学会第73回年次学術講演会(札幌)、III-079、2018。
- 4) 中田祐輔、桑野玲子、瀬良良子：国道の路面下空洞の分布特性、第53回地盤工学研究発表会(高松)、pp.1627-1628、2018。

3.3 実物大試験道路における空洞载荷試験

(1) 実物大試験道路の構築

これまでの室内実験や既存データの分析による陥没危険度評価方法の検証と共に、複数パターンの舗装構造における空洞上の舗装の挙動特性と耐陥没舗装および補修技術に対する効果を把握するため、空洞を作製・設置した実物大試験道路を埼玉大学構内に構築した。実物大試験道路では、生活道路および一般道路相当の舗装を第1期工事（2019年10月）、第2期工事（2020年2月）と第3期工事（2020年10月）において3回施工した。各工事での舗装断面および空洞作製・設置位置を工事ごとに図-3.40～図-3.42に示す。

図-3.40の第1期工事の舗装の表層には、一般道路で多く用いられている密粒度アスファルト混合物（以下、密粒度アスコン）とし、そのアスファルトも使用実績の多い、ストレートアスファルト（以下、ストアス）とポリマー改質アスファルトII型（以下、改質II型）の2種とした。A路面をストアス、B路面を改質II型の密粒度アスコンとした。また、基層にはストアスを使用した粗粒度アスファルト混合物（以下、粗粒度アスコン）とし、上層路盤と下層路盤には一般的に多く用いられている粒度調整碎石とクラッシュランとした。

また、これまでに実道で観測された空洞（約5,000箇所）の発生状況¹⁾として、発生深度では0.3～0.59mが最も多く、続いて0～0.29mで0.6m未満が全体の

87%となっていること、また、空洞の面積では1m²未満が40%程度となっていること、さらに、実物大試験道路の規模および空洞に対する各種試験条件を考慮して、作製した空洞は、最も大きな空洞をφ80cmとし、その半分程度の空洞（80cm×40cm：長辺長と短辺長を持つ空洞）の2種類を基本とした。深さに関しては、空洞が深さ方向で発達する場合、舗装の路盤内の材料が崩落して行くことから、下層路盤内、上層路盤内および上層路盤の上面の3種類とした。

図-3.41の第2期工事は、C断面の上層路盤の上部層にアスファルト安定処理層（以下、アス安定処理）を用いた舗装とD断面とE断面が第4章の4.2に後述する耐空洞仕様の舗装（ジオシンセティックスおよび路面補強工法）を施工した。何れの断面においても表層には、ストアスの密粒度アスコンとし、上層路盤（C断面は上層路盤の下部層）には粒度調整碎石、下層路盤にはクラッシュランとした。作製した空洞は第1期工事と同様に、最も大きな空洞をφ80cmとし、その半分程度の空洞（80cm×40cm：長辺長と短辺長を持つ空洞）の2種類とした。

図-3.42の第3期工事は、F断面の生活道路相当の舗装とG断面の耐空洞仕様の舗装（ジオシンセティックスおよび路面補強工法）を施工した。何れの断面においても表層には、ストアスの密粒度アスコンとし、上層路盤には粒度調整碎石、下層路盤にはクラッシュランとした。作製した空洞はφ80cmの1種類とした。

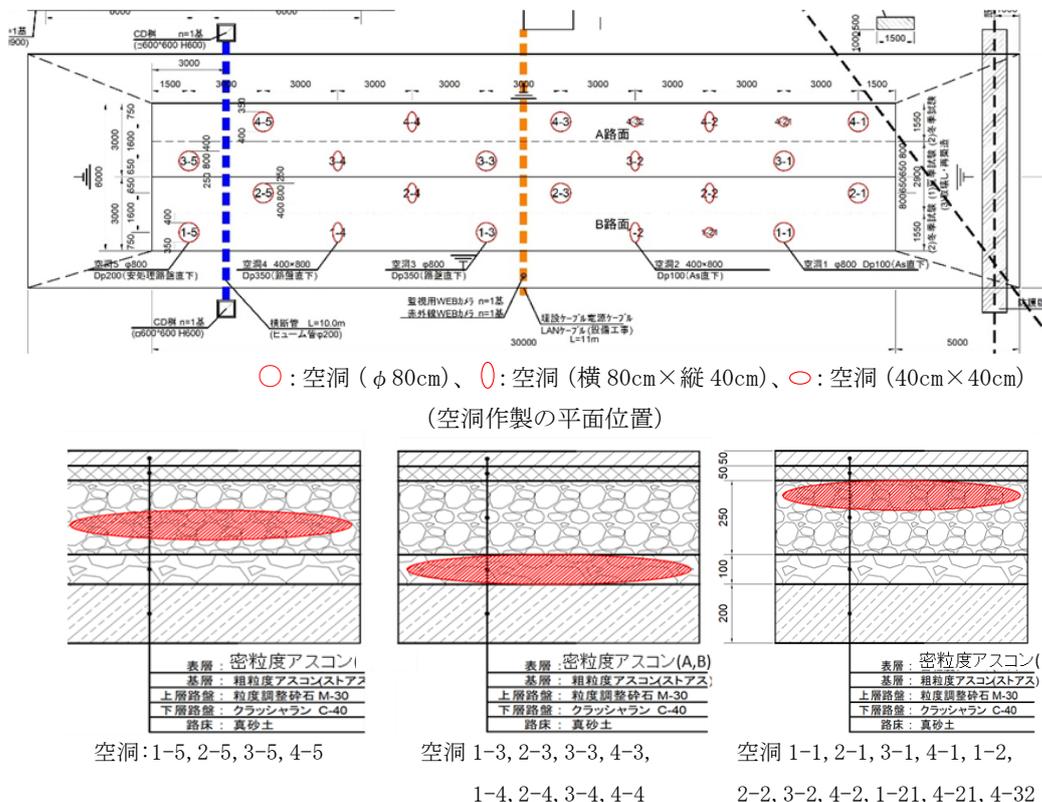


図-3.40 第1期工事の空洞設置位置と舗装断面

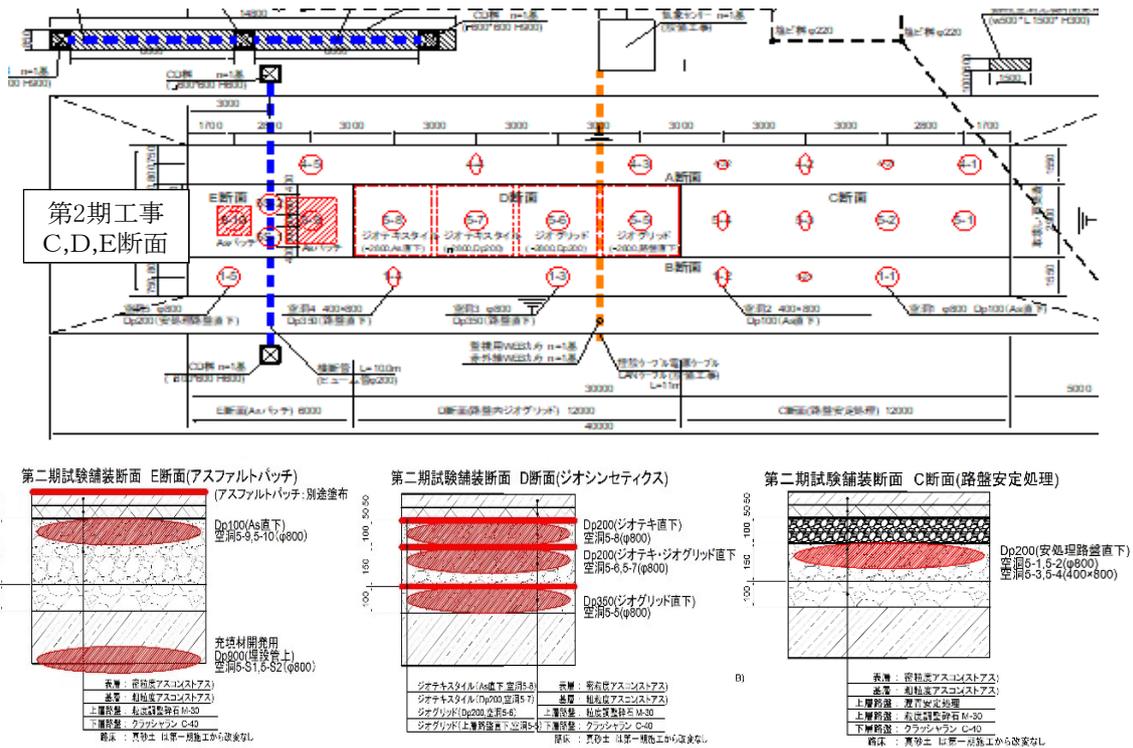


図-3.41 第2期工事(C,D,E断面)の空洞設置位置と舗装断面

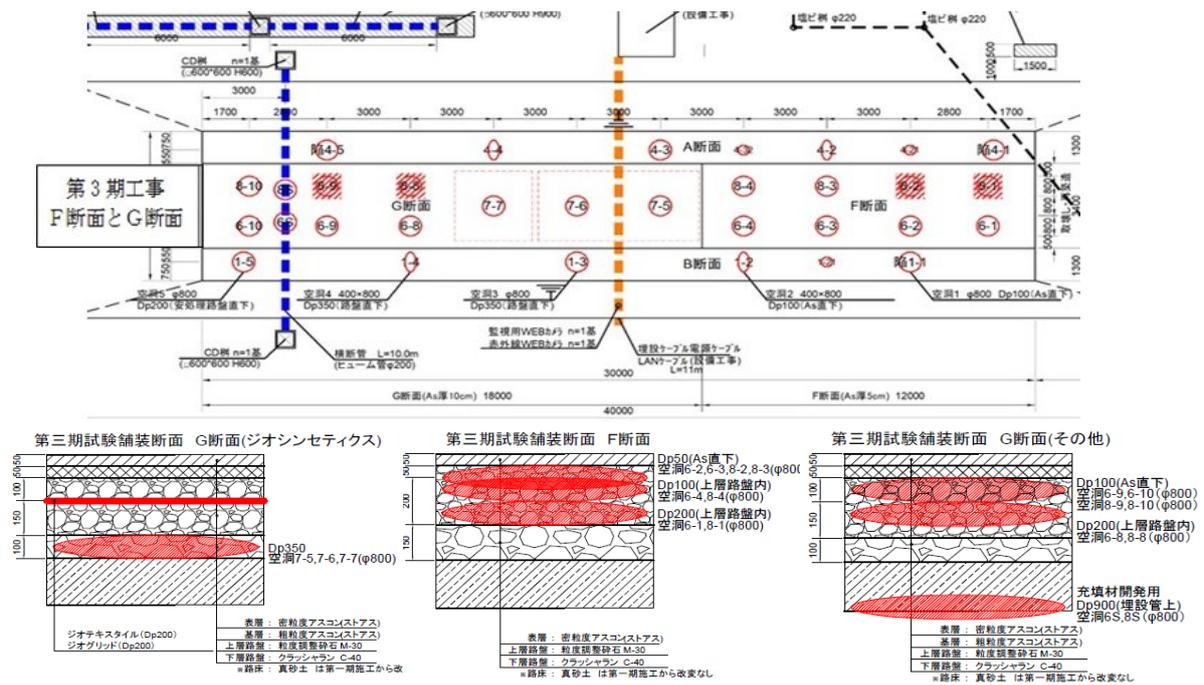


図-3.42 第3期工事(F,G断面)の空洞設置位置と舗装断面

各工事における空洞は図-3.43の空洞作製の手順に示すように、まず、空洞作製用袋を所定の位置に設置後、7号砕石を袋詰めし、路盤材で袋上部および回りを埋戻し転圧を行ない、表層まで施工した。その後、地中レーダで設置した空洞用製袋の位置を確認し、φ50mmコアカッターで削孔して、その袋中の7号砕石を作成した吸引用先端ノズルと工業用掃除機

で吸引して空洞を作製した。なお、空洞設置箇所の路盤の掘削深さは10cm~15cm程度とした。また、袋詰めした7号砕石は、大型バットの計量によって行ない、φ80cmの空洞には75kgを、80cm×40cmの空洞には37.5kgを、40cm×40cmの空洞には21.5kgを袋詰めした。空洞作製の手順の主な状況を写真-3.1に示す。

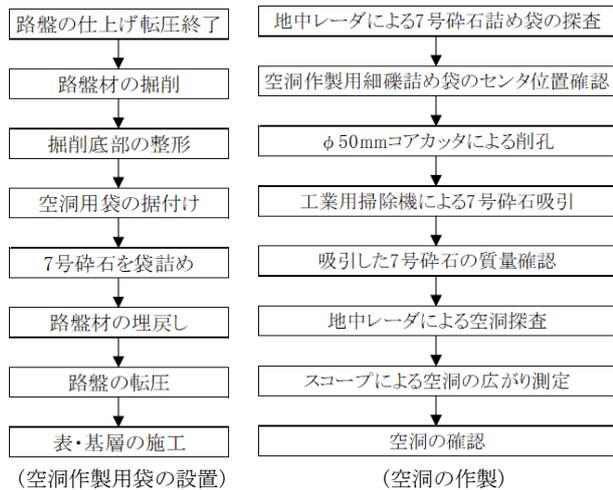


図-3.43 空洞の作成手順

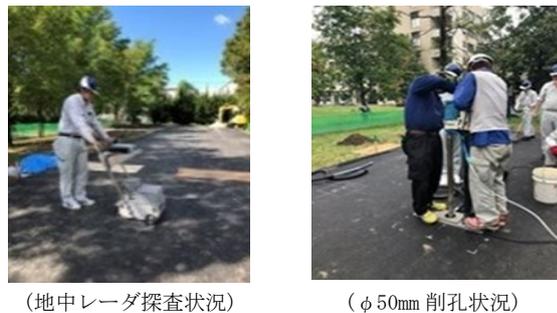


写真-3.1 空洞作製手順の主な状況

所定の位置に設置した空洞作製用袋中の7号碎石の吸引による回収率は、一部(7箇所)で40%以下の空洞もあったが、多くの空洞は60%前後であり、作製した全空洞54箇所の平均では58%であった。

また、7号碎石を回収した後、地中レーダとスコープにより作製した空洞の広がりや深さを測定し、空洞の作製深さおよび削孔中心から空洞内の4方向の端部までの長さを計測した。計測した空洞の計測結果例を図-3.44に示す。なお、図中の空洞諸元における広がり寸法(φ800)と深さ(Dp200)の数値はmm表示で空洞作製時の計画値を示している。

スコープ調査および空洞平面の寸法から空洞特性(短辺長および長辺長)の測定結果を表-3.9に示す。作製した空洞は、計画よりも若干小さな空洞となっているが、7号碎石を詰めた袋やビニール袋が回収できていないことから、スコープによる測定結果よりも若干大きな広さの空洞となっていると推測される。また、上層路盤内と下層路盤内の空洞の天端深度が7号碎石詰め袋の設置時よりも浅くなっており、空洞の天端側の路盤材が落下したものと考えられる。

空洞の形状としては、スコープによる観測測定から、図-3.45の例に示すように空洞内部の観察結果で端部に近いほど隙間が狭くなっており、路盤材のアーチングが確認され、実道での空洞形状に近い空洞が作製できたものと考えられる。

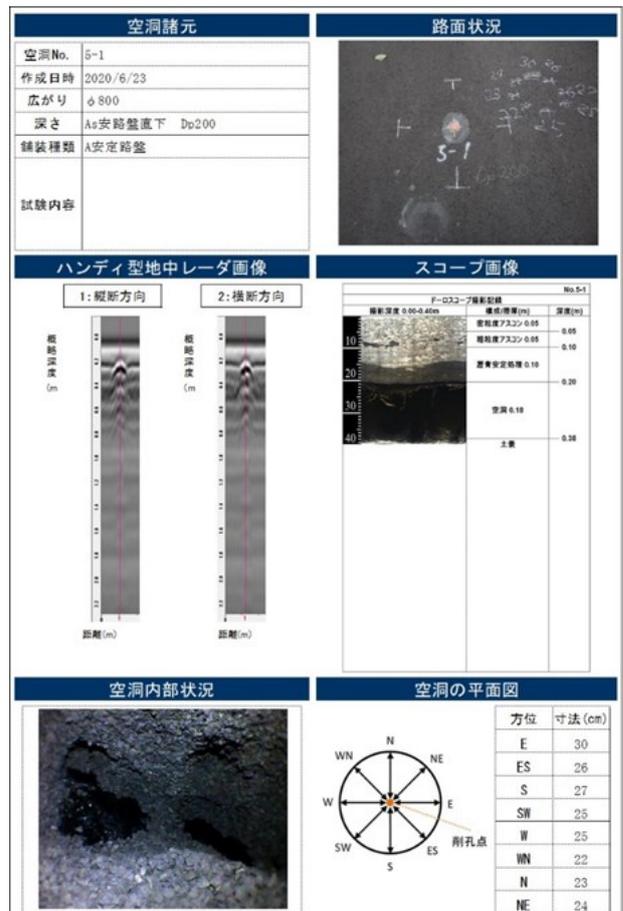
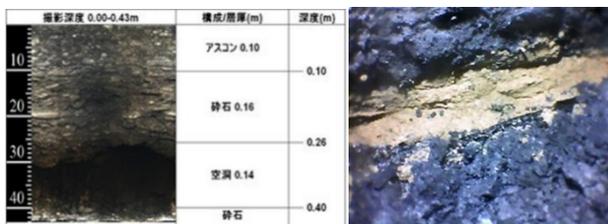


図-3.44 空洞の地中レーダとスコープによる測定結果

表-3.9 作製した空洞の空洞特性の測定結果

工事名	空洞番号	空洞天端深度 m		空洞の大きさm			空洞厚さm
		計画	測定値	計画	短辺長	長辺長	
第1期 工事	1-1	0.1	0.1	φ0.8	0.35	0.54	0.11
	1-21	0.1	0.1	0.4×0.4	0.34	0.41	0.12
	1-2	0.1	0.1	0.4×0.8	0.33	0.69	0.1
	1-3	0.35	0.19	φ0.8	0.46	0.6	0.21
	1-4	0.35	0.18	0.4×0.8	0.32	0.62	0.12
	1-5	0.2	0.11	φ0.8	0.66	0.79	0.07
	2-1	0.1	0.09	φ0.8	0.4	0.57	0.1
	2-2	0.1	0.09	0.4×0.8	0.27	0.5	0.1
	2-3	0.35	0.24	φ0.8	0.45	0.57	0.14
	2-4	0.35	0.29	0.4×0.8	0.29	0.68	0.08
	2-5	0.2	0.16	φ0.8	0.43	0.67	0.12
	3-1	0.1	0.1	φ0.8	0.44	0.75	0.06*
	3-2	0.1	0.1	0.4×0.8	0.24	0.56	0.11
	3-3	0.35	0.27	φ0.8	0.59	0.61	0.17
	3-4	0.35	0.26	0.4×0.8	0.34	0.62	0.14
	3-5	0.2	0.15	φ0.8	0.47	0.63	0.15
	4-1	0.1	0.1	φ0.8	0.37	0.69	0.14
	4-2	0.1	0.09	0.4×0.8	0.33	0.58	0.12
	4-21	0.1	0.11	0.4×0.4	0.32	0.34	0.09
	4-32	0.1	0.1	0.4×0.4	0.33	0.39	0.12
4-3	0.35	—	φ0.8	0.36	0.46	—	
4-4	0.35	0.24	0.4×0.8	0.34	0.45	0.14	
4-5	0.2	0.14	φ0.8	0.58	0.64	0.15	
第2期 工事	5-1	0.2	0.2	φ0.8	0.48	0.55	0.18
	5-2	0.2	0.2	φ0.8	0.47	0.61	0.2
	5-3	0.2	0.2	0.4×0.8	0.26	0.59	0.17
	5-4	0.2	0.23	0.4×0.8	0.36	0.45	0.17
	5-5	0.35	0.36	φ0.8	0.52	0.64	0.14
	5-6	0.2	0.2	φ0.8	0.59	0.7	0.19
	5-7	0.2	0.2	φ0.8	0.47	0.56	0.2
	5-8	0.1	0.1	φ0.8	0.54	0.62	0.19
	5-9	0.1	0.1	φ0.8	0.53	0.57	0.2
	5-10	0.1	0.1	φ0.8	0.45	0.58	0.18
5-S1	0.9	0.65	φ0.8	0.44	0.53	0.12	
5-S2	0.9	0.61	φ0.8	0.53	0.62	0.12	
第3期 工事	6-1	0.2	0.15	φ0.8	0.49	0.63	0.14
	6-2	0.05	0.07	φ0.8	0.56	0.65	0.18
	6-3	0.05	0.06	φ0.8	0.43	0.66	0.15
	6-4	0.1	0.1	φ0.8	0.46	0.51	0.10
	6-8	0.2	0.22	φ0.8	0.42	0.64	0.13
	6-9	0.1	0.15	φ0.8	0.48	0.66	0.12
	6-10	0.1	0.14	φ0.8	0.49	0.56	0.14
	7-5	0.35	0.22	φ0.8	0.43	0.56	0.23
	7-6	0.35	0.27	φ0.8	0.51	0.57	0.19
	7-7	0.35	0.30	φ0.8	0.60	0.63	0.17
	8-1	0.2	0.13	φ0.8	0.49	0.61	0.16
	8-2	0.05	0.08	φ0.8	0.54	0.62	0.17
	8-3	0.05	0.08	φ0.8	0.56	0.70	0.16
	8-4	0.1	0.12	φ0.8	0.47	0.64	0.13
	8-8	0.2	0.21	φ0.8	0.43	0.64	0.12
	8-9	0.1	0.15	φ0.8	0.23	0.59	0.16
	8-10	0.1	0.13	φ0.8	0.58	0.59	0.14
	6S	0.9	0.61	φ0.8	0.25	0.31	0.08
8S	0.9	0.41	φ0.8	0.23	0.40	0.29	

注) 空洞番号3-1の*: 空洞作成直後から自然沈下・陥没



(スコープ画像) (空洞内部状況)

図-3.45 スコープによる観測結果例

(2) 付帯施設の設置

実物大試験道路の構築に伴い、付帯施設として、気象センサと路面等の温度観測カメラおよび路面状況の監視カメラの各装置を配置した。付帯施設の設置位置と各装置の概要を図-3.46に示す。



付帯施設の設置位置

装置写真	装置の概要
<p>名称：気象センサー</p>	<p>呼称：超高密度気象観測システムPOTEKAによる情報配信サービス(明星電気)</p> <p>目的：気象観測、路面変状要件の検討</p> <p>仕様：</p> <ul style="list-style-type: none"> 観測要素—気温、気圧、相対湿度、日射・風向・風速、感雨・雨量（気象庁測器検定付き） 常時観測、常時ウェブ閲覧が可能 （気象計の観測データは明星電気社のクラウドサーバーへ自動通信、同社が契約者へ常時ウェブ配信） 自立型観測（ソーラーパネルから電力供給） <p>その他：情報配信サービスのため、装置類は同社からレンタル品、監視カメラ②は同サービスのオプション</p>
<p>気象観測データのウェブ閲覧例</p>	

(気象センサ：気象観測)

装置写真	装置の概要
<p>名称：赤外線カメラ+熱電対</p>	<p>使用装置：小型サーマルカメラ OMLIFT Type-A2（インフィニテック株式会社）、熱電対（温度補正）、Raspberry Pi3（統合、通信）[東大製作]</p> <p>目的：路面温度の常時観測、路面変状要件の検討</p> <p>仕様：相対温度を撮影する赤外線カメラデータを、熱電対データを用いて絶対温度に変換（補正）し、赤外線画像を生成する</p> <ul style="list-style-type: none"> 10分毎に赤外線画像を撮影し、東大のサーバーへ自動通信する 明星電気のソーラーパネル電力を使用する 設置高 1.0m
<p>赤外線カメラデータのウェブ閲覧例</p>	

(赤外線カメラと熱電対：路面アスコン内の温度観)

装置写真	装置の概要
<p>名称：監視カメラ</p>	<p>呼称：超高密度気象観測システムPOTEKAによる情報配信サービスを利用した監視（明星電気）</p> <p>目的：セキュリティ、工事および調査記録</p> <p>仕様：</p> <ul style="list-style-type: none"> 10分毎の静止画をキャプチャし、気象観測データと同様の通信と配信 自立型観測（ソーラーパネルから電力供給） 設置高 2.5m <p>その他：情報配信サービスのため、装置類は同社からレンタル品、①サービスのオプション</p>
<p>監視カメラデータのウェブ閲覧例</p>	

(監視カメラ：安全監視と路面変状等の観測)

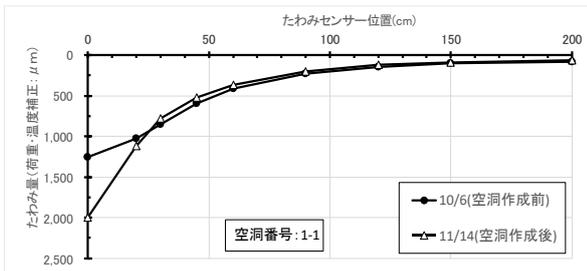
図-3.46 付帯施設の各装置概要

(3) FWDによる载荷試験

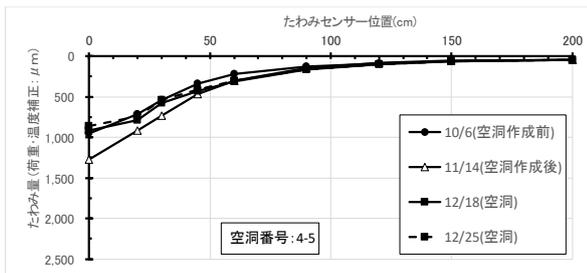
実物大試験道路の空洞上の舗装の支持力について、FWDによる载荷試験を実施した。測定したFWDのたわみ量は、標準荷重49kNの荷重補正および20°Cに温度補正した。

第1期工事における空洞作製前後のたわみ形状の一例（アスコン層厚10cm）を図-3.47に示す。空洞作製後のたわみ形状は総じて、空洞の深さ位置が深いほど、空洞作製前のたわみ形状に近い変化となっており、空洞上の路盤の支持力への寄与（アーチング効果）が確認できた。なお、図-3.48の空洞箇所間の健全箇所間のたわみ形状は、空洞箇所の空洞作製前のたわみ形状とほぼ同じ結果となっており、空洞作製前後での支持力の比較が可能と判断した。

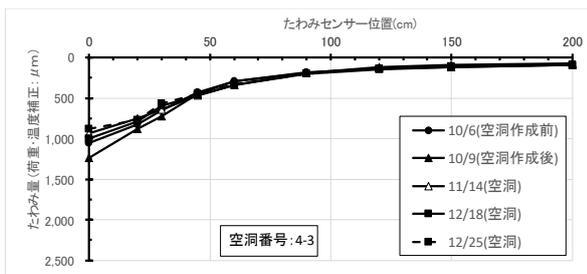
第2期工事における空洞作製前後のたわみ形状の一例を図-3.49に示す。舗装構造の違いにより、空洞作製前後のたわみ形状が異なる結果となった。基層直下の空洞作製後のたわみ形状は、第1期工事の結果と同様に、空洞作製前に比べて大きく変化した。一方、アス安定処理層直下の空洞作製後のたわみ形状は、空洞作製前に比べて変化が小さく、図-3.50に示すアス安定処理の健全箇所のたわみ形状に近い結果となった。アス安定処理は、空洞上の舗装の支持力に寄与し、陥没抑制の事前対策につながると考えられる。なお、アスコン層厚10cmの健全箇所のたわみ形状は、第1期工事の施工1ヶ月以上経過後の健全箇所のそれとほぼ同じとなっており、舗装構造が同じ条件であれば支持力の比較が可能と判断した。



(アスコン層厚 10cm : 基層直下の空洞 φ80 の箇所)

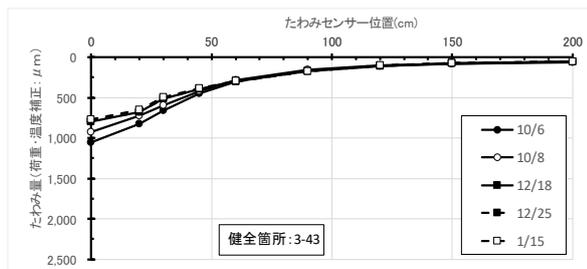


(アスコン層厚 10cm : ト層路盤内の空洞 φ80 の箇所)



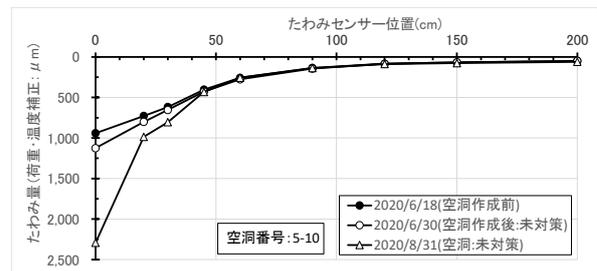
(アスコン層厚 10cm : 下層路盤内の空洞 φ80 の箇所)

図-3.47 第1期工事 空洞箇所のたわみ形状の一例

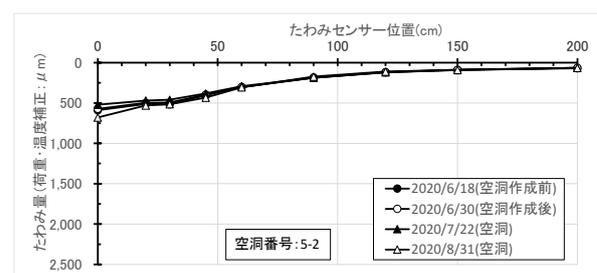


(健全箇所 : アスコン層厚 10cm)

図-3.48 第1期工事 健全箇所のたわみ形状の一例

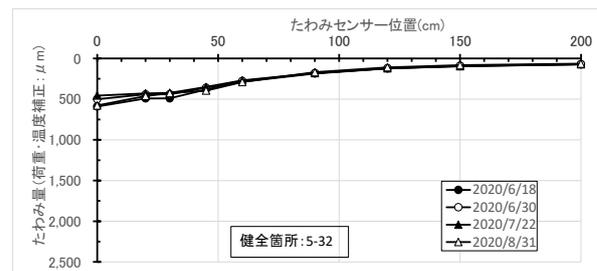


(アスコン層厚 10cm : 基層直下の空洞 φ80 の箇所)

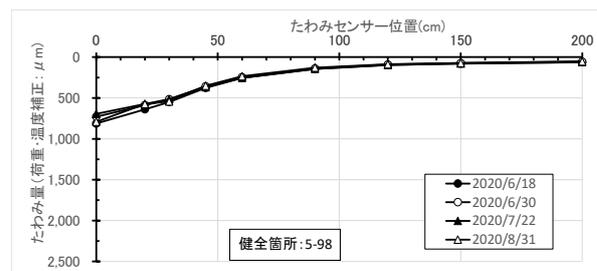


(アスコン層厚 20cm:アス処理層直下の空洞 φ80 の箇所)

図-3.49 第2期工事 空洞箇所のたわみ形状の一例



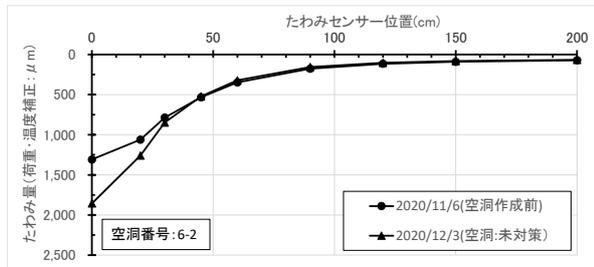
(健全箇所:アスコン層厚 20cm アス安定処理の舗装)



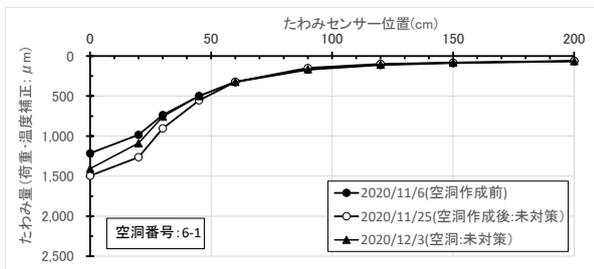
(健全箇所 : アスコン層厚 10cm)

図-3.50 第2期工事 健全箇所のたわみ形状の一例

第3期工事における空洞作製前後のたわみ形状の一例を図-3.51に示す。生活道路相当のアスコン層厚が5cmの空洞作製後のたわみ形状は、第1期工事と同様に空洞の深さ位置が深いほど、空洞作製前のたわみ形状に近い変化となっており、アスコン層厚が小さい舗装においても空洞上の路盤のアーチング効果が確認できた。また、図-3.52の健全箇所なたわみ形状は、空洞箇所の空洞作製前のたわみ形状に比べて若干小さなたわみ量の変化となった。

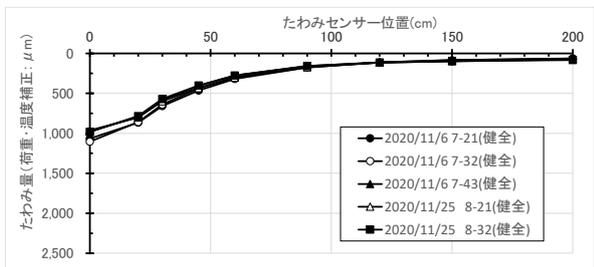


(アスコン層厚 5cm : 表層直下の空洞 φ80 の箇所)



(アスコン層厚 5cm : 上層路盤内の空洞 φ80 の空洞)

図-3.51 第3期工事 空洞箇所のたわみ形状の一



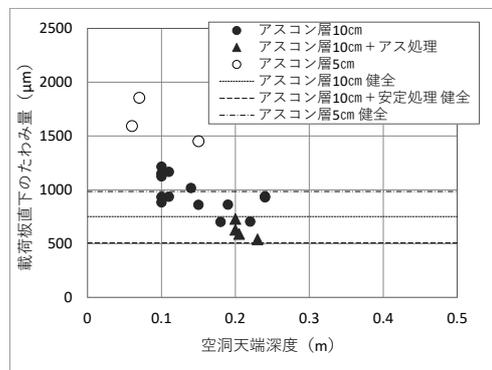
(健全箇所 : アスコン層厚 5cm)

図-3.52 第3期工事 健全箇所なたわみ形状の一例

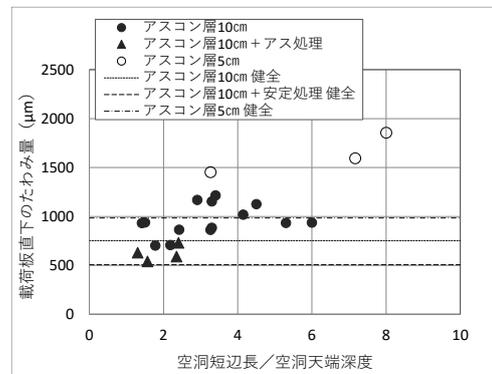
表-3.10 空洞箇所の空洞特性とたわみ量 D_0 の結果

工事名	空洞番号	空洞天端深度 m	短辺長 m	長辺長 m	短辺長/深度	長辺長/深度	たわみ量 D_0 μm
第1期工事	1-2	0.1	0.33	0.69	3.3	6.9	884
	1-21	0.1	0.34	0.41	3.4	4.1	1215
	1-3	0.19	0.46	0.6	2.4	3.2	863
	1-4	0.18	0.32	0.62	1.8	3.4	702
	1-5	0.11	0.66	0.79	6.0	7.2	937
	4-21	0.11	0.32	0.34	2.9	3.1	1168
	4-32	0.1	0.33	0.39	3.3	3.9	1153
	4-3	0.24	0.36	0.46	1.5	1.9	939
	4-4	0.24	0.34	0.45	1.4	1.9	931
第2期工事	4-5	0.14	0.58	0.64	4.1	4.6	1017
	5-1	0.2	0.48	0.55	2.4	2.8	730
	5-2	0.2	0.47	0.61	2.4	3.1	590
	5-3	0.2	0.26	0.59	1.3	3.0	629
	5-4	0.23	0.36	0.45	1.6	2.0	540
	5-9	0.1	0.53	0.57	5.3	5.7	933
第3期工事	5-10	0.1	0.45	0.58	4.5	5.8	1125
	6-1	0.15	0.49	0.63	3.3	4.2	1452
	6-2	0.07	0.56	0.65	8.0	9.3	1856
	6-3	0.06	0.43	0.66	7.2	11.0	1594
	6-8	0.22	0.42	0.64	1.9	2.9	706
	6-9	0.15	0.48	0.66	3.2	4.4	862

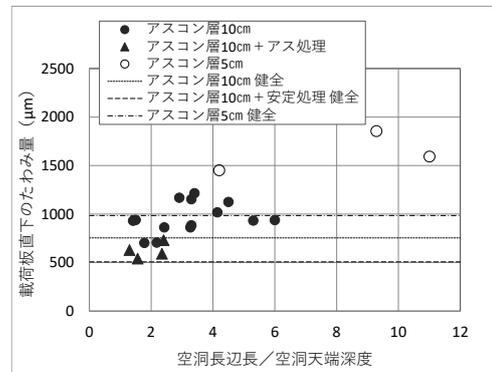
第1期工事と第2期工事および第3期工事において、施工後1ヶ月以上経過後の空洞箇所(空洞補修および空洞封を除いた箇所)の空洞特性とFWDの載荷板直下のたわみ量 D_0 の計測結果を表-3.10に示す。空洞特性(天端深度、短辺長/天端深度および長辺長/天端深度)とたわみ量 D_0 との関係を図-3.53に示す。図には、アスコン層厚毎(5cm、10cmおよびアス安定処理層を含めた20cmの3条件)の健全箇所(空洞間の中間位置)のたわみ量 D_0 の平均値を破線等で示した。空洞特性の空洞天端深度、空洞短辺長/空洞天端深度および空洞長辺長/空洞天端深度とたわみ量 D_0 の間には関係性が認められた。実物大試験道路における空洞特性の短辺長および長辺長は、φ80cmを目標に空洞を作製していることから上記の空洞天端深度との比において、 D_0 との関係に大きな差は認められないが、実路での空洞¹⁾を考慮すると空洞短辺長が支持力に対する影響が大きいと推察される。



(空洞天端深度とたわみ量 D_0 との関係)



(空洞短辺長/天端深度とたわみ量 D_0 との関係)

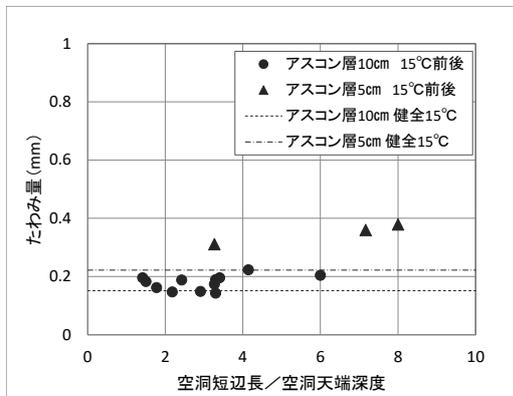


(空洞長辺長/天端深度とたわみ量 D_0 との関係)

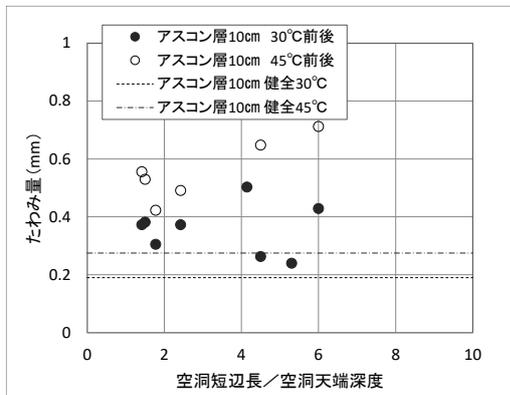
図-3.53 空洞特性とたわみ量 D_0 との関係

また、空洞箇所において小型FWDによる載荷試験も実施した。小型FWDのたわみ量を気温あるいは路面温度等での補正式がないため、図-3.54に示すように路面温度の違いと舗装構造に対する載荷荷重が小さいためか、空洞特性とたわみ量との関係は、FWDのたわみ量ほどの明確な関係性が得られなかった。しかしながら、舗装の条件と温度条件を個別にみると、データ数が少ないといった問題があるがアスコン層厚5cm程度の舗装とアスコン層厚が10cmの舗装で路面温度45°C前後において、空洞短辺長/空洞天端深さの比とたわみ量に関係性が認められ、上記舗装で路面温度が高くなる期間の空洞箇所にも小型FWDの適用が可能と考えられる。

実物大試験道路でのFWDおよび小型FWDの載荷試験状況を写真-3.2に示す。



(路面温度 15°C前後：空洞特性とたわみ量との関係)



(路面温度 30°Cおよび 45°C前後：
空洞特性とたわみ量との関係)

図-3.54 空洞特性とたわみ量との関係



(FWD の測定状況)

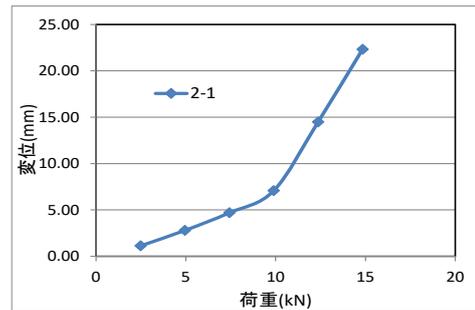
(小型 FWD の測定状況)

写真-3.2 FWD および小型 FWD の測定状況

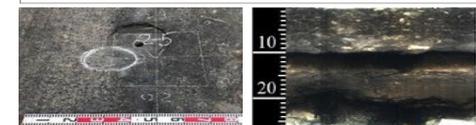
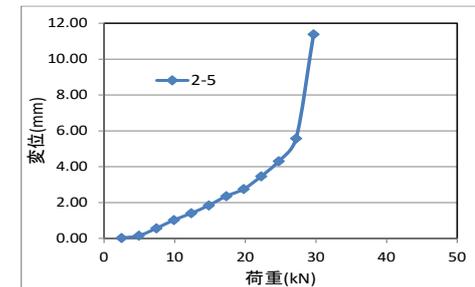
(4) 押し抜きせん断試験 (強制陥没)

実物大試験道路の第1期から第3期の各工事の空洞箇所において、平板 (φ30cmあるいはφ15cm) 載荷試験装置による押し抜きせん断試験 (強制陥没) を実施した。試験は、平板の載荷荷重を約2kN毎に載荷して、平板の沈下 (変位) 量を読み取り、路面変状 (陥没) の兆候 (載荷荷重が抜けていく状態) が起こるまで試験を実施した。

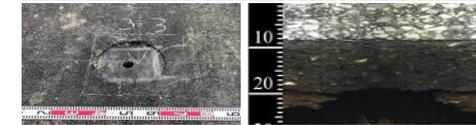
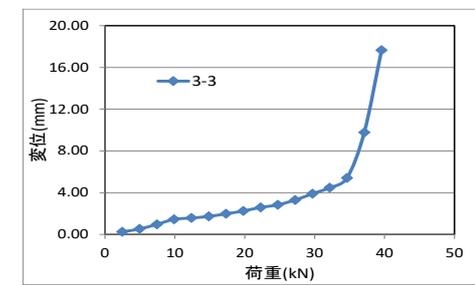
第1期工事での押し抜きせん断試験結果 (載荷荷重と変位量) の一例 (路面温度25°C程度) を図-3.55に示す。図には、試験終了後の路面変状の状況とスコープ調査による空洞内の状況を併記した。



(アスコン層厚 10cm：基層直下の空洞 φ80 の箇所)



(アスコン層厚 10cm：上層路盤内の空洞 φ80 の箇所)



(アスコン層厚 10cm：下層路盤内の空洞 φ80 の箇所)

図-3.55 第1期工事 押し抜きせん断試験結果の一例

第1期工事での押し抜きせん断試験結果は、載荷荷重に対して強制陥没となる変位が急激に変化した。空洞の深さ位置が深いほど、強制陥没となる荷重は大きくなっており、下層路盤内の空洞箇所では急激な変位増加となる荷重は35kNとなっており、FWDのたわみ形状と同様に空洞上の路盤の支持力への寄与（アーチング効果）が確認できた。また、図中の何れの空洞箇所も載荷試験中に舗装体内に変状が発生したと推測され、試験後のスコープ調査の空洞内部の観察結果から、表層と基層間の剥離（空洞2-1）や基層と路盤間の隙間（空洞2-5）および上層路盤材の一部崩落（空洞3-3）が確認された。

第2期工事での押し抜きせん断試験結果（載荷荷重と変位量）の一例を図-3.56に示す。試験結果は、FWDのたわみ形状の結果と同様に、強制陥没に至る載荷荷重に大きな相違があった。アスコン層厚10cmの空洞5-10は、荷重初期の段階から変位の変化が他の空洞に比べ大きくなっており、20kN程度で陥没した。一方、アス安定処理のある舗装の空洞は、載荷荷重40kN程度から変位が大きくなり、50kN程度で路面が陥没した。アス安定処理層は、空洞上の舗装の衝撃荷重（車両走行に対応）に対す

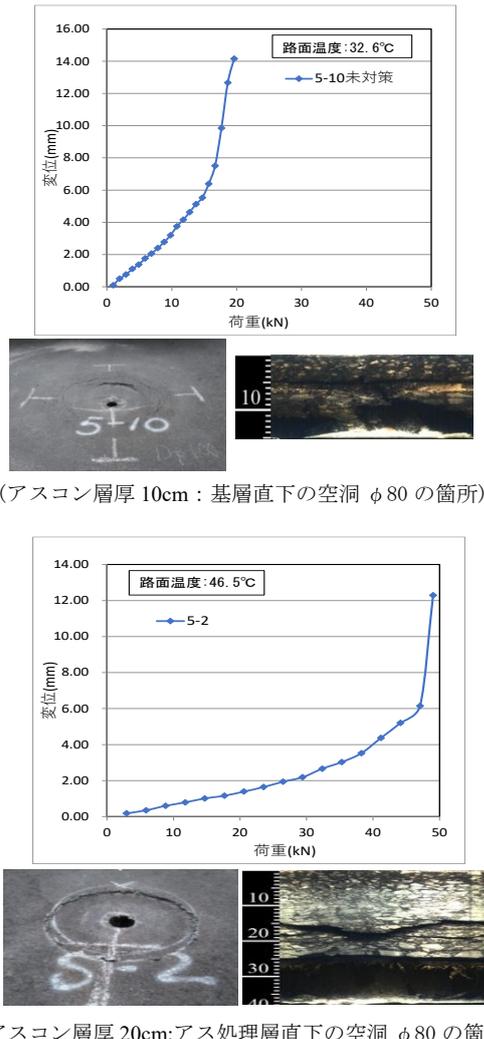
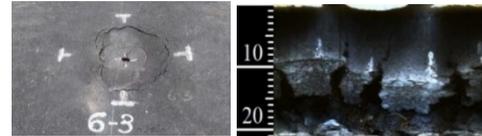
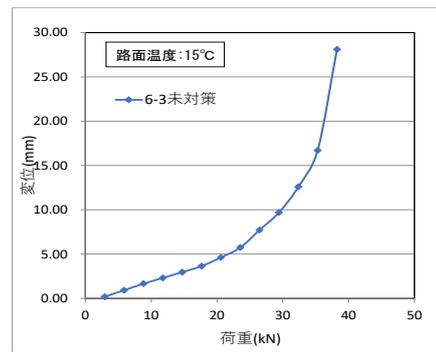


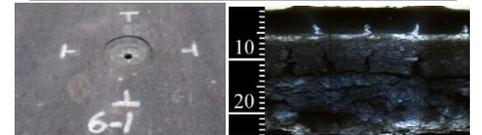
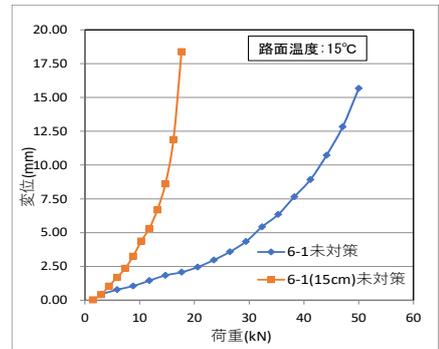
図-3.56 第2期工事 押し抜きせん断試験結果の一例

る支持力維持に効果（前掲の図-3.49）があるが、空洞の短辺長が載荷荷重の直径（大型車相当）よりも1.7倍以上（50cm程度以上）になると静的荷重（駐車等）に対して、夏場（路面温度50°C程度）に陥没する可能性がある」と推察される。

第3期工事での押し抜きせん断試験結果（載荷荷重と変位量）の一例を図-3.57に示す。アスコン厚5cmの舗装においても第1工事と同様に、空洞の深さ位置が深いほど、強制陥没となる荷重は大きくなっており、上層路盤内の空洞6-1は、平板15cmの載荷試験で陥没した。FWDによる載荷試験同様に、アスコン層厚5cmの生活道路相当の空洞上の舗装においても、空洞上部の路盤の支持力に対するアーチング効果が認められた。一方、表層直下の空洞6-3は平板30cmの載荷試験での荷重40kN程度で陥没した。押し抜きせん断試験の試験状況を写真-3.3に示す。



（アスコン層厚 5cm：表層直下の空洞 φ80 の箇所）



（アスコン層厚 5cm：上層路盤内の空洞 φ80 の箇所）

図-3.57 第3期工事 押し抜きせん断試験結果の一例



写真-3.3 押し抜きせん断試験状況

(5) 人工空洞上の舗装観察結果

実物大試験道路にて、第1期～第3期までの間に作製した計47箇所の人工空洞に対し、空洞上の舗装の変化について観察を行った。観察結果について、舗装条件や路面温度などの環境要因と、陥没に至るまでの時間の関係性を整理し、考察を行った。考察結果から、舗装の観察により得られる、陥没余寿命に影響を与える要因について報告する。

実物大試験道路に作製した人工空洞は、2種類の広がり(φ80cm・80×40cm)、3種類の深さ(GL-10cm・20cm・30cm)の組み合わせによって条件を変え、種々の試験を実施した。

本研究での陥没に至るまでの舗装内部の観察から、「層間剥離」、「垂直方向のクラック」という二種類の破壊モードが確認された。それぞれ発生状況の例を図-3.58に示す。

層間剥離は、空洞上の舗装底部が路面への荷重や舗装の自重による曲げ引張で破壊され、破壊された箇所が崩落する際に生じる間隙である²⁾。破壊と崩落を繰り返すことで、空洞上部の舗装の破壊が進行し、最終的に路面陥没に至る。

垂直方向のクラックは、アスファルト混合物層でのみ確認されており、上層路盤以深の層では確認されなかった。

また、本研究で確認された、空洞作製後に上載試験を行わない状態で自然に路面陥没を生じた箇所(自然陥没箇所)の舗装断面を図-3.59に示す。自然陥没箇所は1箇所のみであり、陥没に際し、層間剥離と垂直クラックの両方が確認された。自然陥没箇所は空洞作製直後から沈下し、翌日には完全に陥没した。

さらに、上載試験で上部の舗装に荷重を加えた人工空洞のうち、「上載試験後に陥没に至った箇所」、「上載試験実施後に陥没を生じなかった箇所」それぞれの代表箇所について、路面陥没に至るまでの日数と舗装内の人工空洞位置を表-3.11に示す。表に示した箇所のうち、アスファルト混合物層直下に位置する人工空洞は、全箇所最終的に陥没に至った。陥没した人工空洞No.3-5では、平板载荷試験にて表層-基層間の剥離を生じ、試験からわずか5日で陥没に至っている。また、人工空洞No.4-5においても、試験から2日で陥没に至っている。

路面温度の影響に関して、前掲の表-3.11の陥没を生じた箇所のうち、上載試験を実施した箇所(人工空洞No.1-1、No.4-1、No.3-5、No.4-5、No.5-10)について、最後に上載試験を実施した季節を見ると、冬季と夏季での試験の実施から陥没に至るまでの日数に差があることが分かる。日数の差を生じた要因として、冬季と夏季での路面温度の違いに着目し、次頁の図-3.60に整理した。

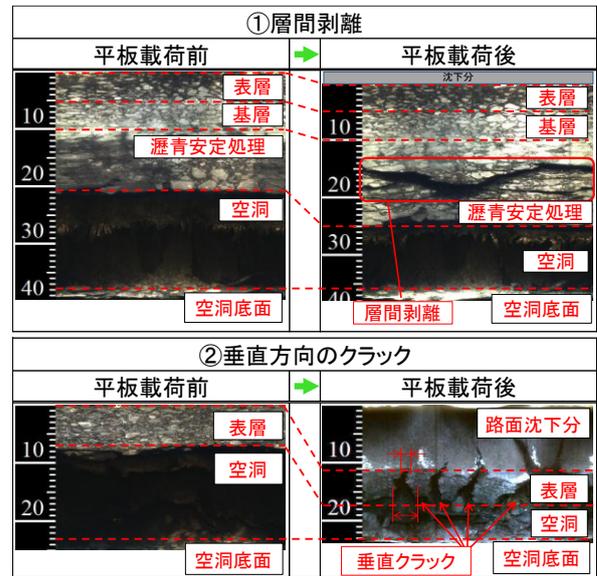


図-3.58 舗装内部における2種類の破壊モード

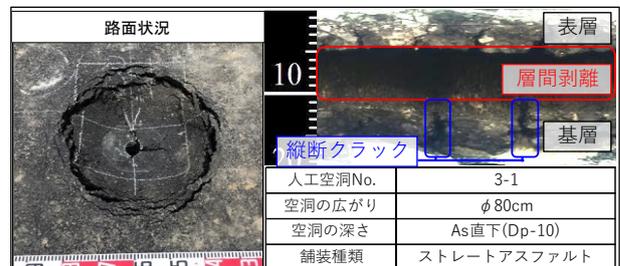


図-3.59 自然陥没箇所の路面状況と舗装断面図

表-3.11 陥没した人工空洞の深さと陥没までの日数

人工空洞No. (赤字は陥没)	広がり	舗装内の空洞位置	空洞深さ	空洞作製から 陥没までの日数	最後に実施した試験 から陥没までの日数	陥没箇所の最後の 試験実施時期	備考
1-1	φ80cm	As直下	10cm	226日	189日	冬季	・路盤なし
3-1 (自然陥没箇所)	φ80cm	As直下	5cm	1日	-	実施なし	・路盤なし
4-1	φ80cm	As直下	10cm	146日	109日	冬季	・路盤なし
1-5	φ80cm	上層路盤内	16cm	-	-	-	・路盤あり
1-3	φ80cm	上層路盤直下	19cm	-	-	-	・路盤あり
4-3	φ80cm	上層路盤直下	20cm	-	-	-	・路盤あり
3-5	φ80cm	上層路盤内	15cm	7日	5日 (平板载荷試験後)	夏季	・路盤あり ・平板载荷時に基層-上層が剥離
4-5	φ80cm	上層路盤内	14cm	331日	2日	夏季	・路盤あり
5-10	φ80cm	As直下	10cm	72日	3日	夏季	・路盤なし

人工空洞 No.	2019年				2020年							
	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月
1-1	空洞作製 (10/7)	FWD① (11/14)			(189日)			陥没 (5/21)				
4-1	空洞作製 FWD① (10/7) (10/8)	FWD② (11/14)		(109日)		陥没 (3/2)						
3-5	空洞作製 FWD① (10/8) (10/8) 平板載荷①(5日)→陥没 (10/9) (10/14)											
4-5		空洞作製 FWD② (11/4) (12/18) FWD① FWD③ (11/14) (12/25)							FWD④ (6/18)			FWD⑤ (9/1) (2日)→陥没 (9/3)
5-10									空洞作製 (6/23) FWD① (6/30)	FWD② (8/31)		平板載荷①(3日)→陥没 (9/1) (9/4)
平均 路面温度	20.5℃	11.4℃	6.8℃	6.0℃	8.5℃	14.0℃	20.6℃	27.8℃	31.3℃	28.3℃	39.5℃	28.4℃

図-3.60 陥没箇所における上載試験の実施時期と陥没までの日数
 :最後の試験から陥没までの期間
 :冬季
 :夏季

今回の研究で明らかになった、空洞上の舗装が陥没に至る現象や状況について、以降に考察する。なお、現道の空洞では、空洞が拡大挙動する可能性も考慮して検討に当たる必要がある。

層間剥離は、空洞直上の舗装表面への荷重や、舗装の自重による曲げ引張力が最も強くかかる部分が破壊され、崩落する際に、破壊された層とその直上の層の間に間隙を生じた状態であると考えられる。そのため、剥離位置より下の層では、破壊により舗装としての支持力を喪失しているものと考えられる。層間剥離を繰り返すことで、舗装の破壊が進行し、最終的に路面陥没が生じることから、空洞上部の舗装において、浅い位置で層間剥離が確認された際は、陥没までの時間的猶予が短い状態であることが考えられる。垂直方向のクラックは、アスファルト混合物層のみで確認されおり、上層路盤以深の層では確認されなかった。

表層-基層間という浅い位置での層間剥離と、基層における垂直クラックが確認された自然陥没箇所(人工空洞No.3-1)では、上載試験等の舗装を破壊する要素が無かったにもかかわらず、空洞作製の翌日には自然陥没を生じたことから、これらの変状が確認された箇所では、陥没までの猶予が無いことを示していると考えられる。

平板載荷後の陥没した状態では、垂直方向のクラックは路面まで達している様子が確認された。舗装の強度を喪失する規模のクラックが路面側から生じていた場合、舗装破壊の進行により、路盤層が支持力を喪失した時点で、即座にアスファルト混合物層が崩落し、陥没を生じる危険性が考えられる。

上層路盤より下に作製した人工空洞では、試験期間内に路面陥没は生じなかった。対して、アスファルト層下に作製した人工空洞では、上層路盤が機能し、アーチング効果³⁾を發揮したことで舗装が強度を維持出来たものと考えられる。上層路盤内に作製した人工空洞で陥没を生じた箇所(人工空洞No.3-5)においては、陥没前に実施した上載試験において、アスファルト混合物層と上層路盤の間に剥離を生じており、それにより舗装が強度を發揮できなかったものと考えられる。

以上から、空洞上の舗装が陥没に至る可能性と、陥没に至るまでの時間的猶予を知るために、上層路盤の健全性を把握することが重要であると考えられる。

また、冬季と夏季の比較から、冬季に比べて夏季は舗装の耐力が失われてから陥没に至るまでに猶予が無いことが確認された。これは、夏季にアスファルト混合物層の温度が上昇し、弾性係数が低下⁴⁾し、強度も低下するためと考えられる。舗装が健全な状態では、強度低下が生じたとしても支障無いものと考えられるが、空洞上部の舗装で破壊が進行下状態においては、陥没までの時間的猶予を縮める要因となることが考えられる。

現在、実道での路面下空洞調査で行われている。空洞の発生規模(広がり)と発生深度に基づいた陥没危険度評価方法⁵⁾に加え、本研究の知見を基に現地調査の際、空洞上舗装の詳細な観察結果を得ることで、より適切な道路の陥没予防が実現していくものと考えられる。

参考文献

- 1) 濱也幸樹：路面下に発生する空洞の発生状況の分析と考察、土木学会第72回年次学術講演会、2017。
- 2) 加納晋太郎、瀬良良子、井原務、室井和也、桑野玲子：路面陥没に至る空洞上部アスファルトの挙動の考察、令和2年度土木学会全国大会第75回年次学術講演会、2020。
- 3) 桑野玲子：路面下空洞の実態と陥没対策、第1回路面下空洞連絡会資料、2019。
- 4) 荻野正嗣、大前達彦：アスファルト混合物の応力-ひずみ曲線とその変形係数の関する一考察、大阪産業大学産業研究所所報第6号
- 5) 国土交通省北陸地方整備局北陸技術事務所：空洞判定実施方針(案)、2012。

3.4 空洞の陥没危険度評価

(1) 地盤の陥没危険度

道路維持管理の実務では、空洞の陥没危険度を経験的に評価し、空洞天井深さと空洞幅をプロットし、浅くて広がり大きな空洞（概ね深さ／幅が0.2以下の空洞）を緊急補修の対象としている。一方、一様砂地盤の模型実験の結果により、図-3.61に模式的に示すように陥没危険度は空洞幅と空洞深さで評価可能であることが示されている。ここで、均等均質な砂地盤内の空洞が空洞上土塊の自重で崩落・陥没する場合、空洞深と空洞幅の比は0.2～0.3の関係であり、これは路面下空洞の実態や道路管理者の経験的感覚とほぼ一致している。空洞深さ・空洞幅のプロットで左下部に位置する場合は陥没危険度は低く、右上方に動くにつれて危険度が高くなる（図-3.61）。なお、路面下空洞の広がりには必ずしも平面的に等方ではないが、空洞幅として短軸を考慮して差しつかえない。また、陥没に至った場合の深刻度を考えると空洞厚もパラメータのひとつとして挙げられるが、現状の路面下空洞探査において空洞厚は地中レーダ探査から容易に得られないので、実務的には空洞深さと空洞幅で評価することが妥当である。

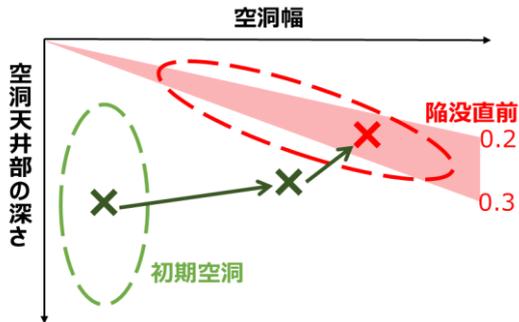


図-3.61 模型実験で確認された空洞径路と陥没危険度

空洞深さと空洞幅の比が0.2より大きい場合は、その値が大きいほど陥没危険ゾーンから遠く、危険度が低いと考えられる。しかしながら、図-3.38に示すように、地震による揺れが強い場合、初期空洞のような深くて小さい空洞も、空洞内への周囲の土のすべり破壊により一気に危険領域に至る可能性がある。

(2) 道路の路面陥没危険度

実物大試験道路で各種試験を実施し、空洞を有する舗装道路の支持力および陥没耐力を評価したところ、図-3.62に示すように、空洞深さが異なる場合舗装の支持力が大きく異なった。

一方、空洞をアスファルト混合物直下に設置した場合、図-3.63に示すように自重で陥没したり、FWD試験で大きなたわみが観測されたり（その後陥没に至った）、陥没耐力はかなり低いことがわかった。特に夏季に路面温度が高くなり表層が軟化すると路盤で支持されていないアスコンパルト層は自重で陥没に至る。路面の支持力を保持するためには路盤の保全に努めることが肝要である。また、路面下空洞の陥没危険度を評価する際には、表層・基層を除外

し、路盤表面からの深さを“空洞天井深さ”とするのが適切である。さらに、地震時には陥没危険度が振動により一気に上昇する可能性があるため、留意が必要である。（図-3.64）

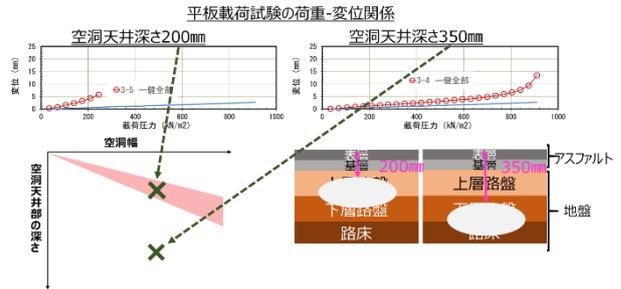
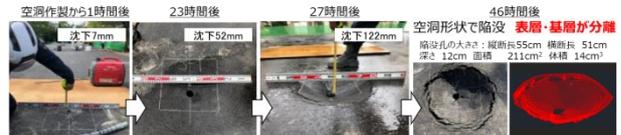


図-3.62 深さが異なる空洞の平板載荷試験

自重陥没した空洞(アスファルト直下)：空洞作成後46時間で陥没



温度による余寿命の比較(アスファルト直下)：
FWD後3日/4ヶ月で陥没

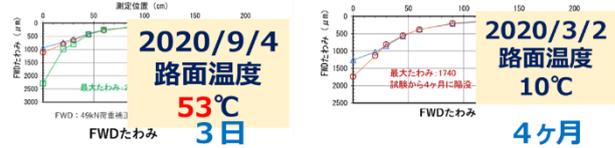


図-3.63 アスファルト混合物直下に空洞を設置した場合の陥没耐力

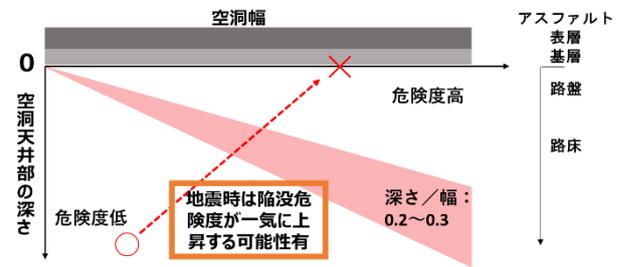


図-3.64 路面下空洞の陥没危険度評価

第4章 空洞補修および道路陥没予防対策手法の開発

4.1 空洞補修用充填材の開発

(1) 空洞補修用充填材開発の背景

路盤には、下水道管などの様々な埋設管が存在している。特に老朽化している埋設管については破損している可能性があり、破損部から周囲の路盤材料が漏出することが原因で空洞が発生している事例が多い。このような事例では抜本的な対策として破損した埋設管の交換修復が必要であり、管更生などの特殊な修復工法を除き開削工法での対応となり、施工時間やコスト面での負担が大きい。空洞補修用充填材による充填工法で対応できれば施工時間、コストの低減が見込める。しかし、一般的に充填工法に用いる材料は、流動性が良好であるものが用いられることが多く、埋設管の破損部に亀裂が存在する場合、亀裂から埋設管内部に充填材が漏出し、下水管路の中で固まって流路を阻害するなどの懸念が残る。充填材がセメント系である場合、漏出後に管路を流れている水に拡散し、pHの上昇など下水施設への影響が懸念される場合もある。

また、充填工法による空洞補修を行う際に、事前に空洞内部あるいはその周辺の埋設管の状況をスコープ調査やロボット観察により正確に確認することには限界があり、また、これらの手法による事前調査が行えない場合も想定される。

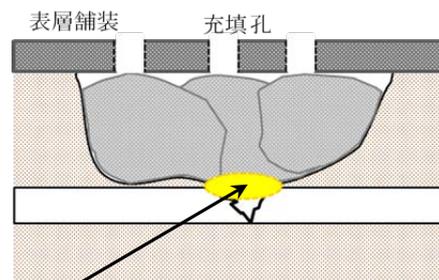
以上のような経緯から、下水道管ならびに埋設管近傍の空洞補修に特化した「漏出しないあるいは漏出しにくい充填材」を開発することとした。

(2) 空洞補修用充填材の目標物性値ならびに評価方法について

充填材の開発に当たり、漏出防止ならびに抑制の観点から可塑性の付与を軸とし、以下に示す目標物性値を有することを掲げた。

- ・流動性:可塑性(チキソ性)を有すること。
- : NEXCO試験法『エアモルタル及びエアミルクの試験方法』にてフロー値を評価。80mm~140mm程度。
- ・水中不分離性(分離抵抗性)
- : 所定の容器にあらかじめ水道水を満たし、その水

中に充填材を注入し水中不分離性を確認した。



この箇所の空洞充填材が水流に取られてもそれより上部の充填材は損傷されず、荷重伝達を保持する。

図-4.1 空洞補修用充填材の特徴

- ・充填材密度=0.3~0.8g/cm³程度とし、1.0g/cm³以内(水に浮くこと)を目指す。
- : 鋼製の容積400cc(=400cm³)容重枘を用いて測定。
- ・一軸圧縮強さ:300~1000kN/m²(材齢28日)
目標強度は空洞充填後の再掘削性を考慮し、一軸圧縮強さを設定した^{1)~3)}。
- : JIS A 1216『土の一軸圧縮試験方法』に準拠。
供試体寸法はφ50mm×h100mmの円柱とし、所定の試験材齢まで室温20°C、相対湿度80%以上の試験室にて封緘養生した。
- ・速硬性:硬化時間の短縮により充填材の沈下や安定性(体積変化などの抑制)を図る。

表-4.1 空洞補修用充填材の目標物性値^{**}

フロー値(mm)	充填材密度(g/cm ³)	一軸圧縮強さ(kN/m ²)
80~140	0.3~0.8 (目標:1.0以内)	300~1000

^{**}試験環境:20°C、相対湿度80%以上

なお、これらの物性評価は温度20°C、相対湿度80%以上の試験環境条件下で行った。

(3) 空洞補修用充填材の配合検討

空洞補修用充填材については流動性に優れた配合

に関する知見を有しており、これを基に配合検討を行うこととした。まず、可塑性を付与させる手法について、a)セルローズ系あるいはアクリル系増粘剤、b)粘土鉱物系材料、c)水ガラス、d)急硬剤、e)ポリマー系混合物、f)固化材などの材料を単独あるいは併用することが考えられた。

空洞補修用充填材の軽量化については a)起泡剤添加による気泡の導入、b)軽量骨材の利用が考えられたが、可塑性との両立を考慮し後者を選択した。

なお、空洞補修用充填材は現場での運用を考慮すると施工における簡便性を実現するため水と材料を混練するだけのプレミックスタイプとすることとした。そのため、空洞補修用充填材は a)増粘剤による可塑性付与、b)軽量骨材を用いることによる軽量化としたプレミックスタイプとすべく配合選定を進めることとした。

空洞補修用充填材は、a)超速硬セメントからなる主材、d)軽量骨材 2 種類を単独あるいは併用、c)無機材料系フィラー、d)セルローズ系あるいはアクリル系増粘剤として A～E の混和剤 5 種を単独あるいはこれらのうち 2 種類を組み合わせ併用したものからなる材料の組み合わせならびに配合比率を調整したものを検討した。また、材料の混練に用いる水材料比も各配合の物性評価を参考に調整した。

表-4.2 に配合検討に用いた軽量骨材について、表-4.3 に空洞補修用充填材の検討配合を示す。

表-4.2 配合検討に用いた軽量骨材について

名称	A-1	A-2	B-S	B-M
原料	黒曜石	真珠岩		
粒径	大		小	
密度 (g/cm ³)	0.20~0.40		0.20	0.30

表-4.3 空洞補修用充填材の検討配合

配合	軽量骨材(A)	軽量骨材(B-X)	主材 : 軽量骨材 (総量)	無機材料系フィラー配合率(%)	増粘剤	増粘剤 A / 増粘剤 B～E (－)	主材に対する増粘剤添加率(%)	水材料比 (%)
P1	A-1	—	96:100	0	A	—	4.7	100
P2	A-1	—	96:100	0	A	—	9.7	100
P3	A-1	—	78 : 100	7.4	A+B	1.00	9.3	50
P4	A-1	—	78 : 100	7.3	A+B	1.50	11.6	50
P5	A-1	—	78 : 100	7.2	A+B	2.50	16.2	50
P6	A-1	B-S	93.5:100	1.8	A+C	0.25	5.3	50
P7	A-1	B-S	93.5:100	1.8	A+D	0.25	5.3	50
P8	A-1	B-S	93.5:100	2.5	A+E	0.25	5.3	50
P9	A-1	B-S	93.5:100	2.1	A+B	1.25	4.5	80
P9-1	A-2	B-S	93.5:100	2.1	A+B	1.25	4.5	80
P9-2	A-2	B-M	93.5:100	2.1	A+B	1.25	4.5	80/120
P10	A-2	B-M	77.5:100	0	A+B	1.25	5.4	80/120
P11	A-2	B-M	95.8:100	6.9	A+B	1.25	5.8	80/120
P12	A-2	B-M	95.8:100	3.5	A+B	1.25	5.8	80/120
P13	A-2	B-M	62.0:100	8.7	A+B	1.25	6.7	80/120
P14	A-2	B-M	50.4:100	15.3	A+B	1.25	8.3	80/120
P15	A-2	B-M	38.8:100	21.8	A+B	1.25	10.3	80/120

(4) 空洞補修用充填材各配合の物性

各配合の物性評価は、表-4.3 中の配合 P1～P9 を 2019 年度に、P9-1 以降を 2020 年度に行った。これらの物性一覧を次項表-4.4 に示す。なお、空洞補修用充填材は 1300rpm の高速型ハンドミキサと、φ150mm ブレード型羽根の組み合わせにて混練した。

2019 年度に暫定配合として、空洞補修用充填材の目標物性値を満足した配合 P9 を選定し、後述の実物大試験道路での実証試験において、配合 P9 による模擬空洞への充填性状の確認をした。その際、充填性状を精査し、流動性の向上を図るべきとの意見があり、2020 年度には流動性の改善に注力した。

次に、流動性を改善する手法として a)流動化剤(減水剤)の使用、b)増粘剤添加量調整、c)水材料比の調整、d)材料の比表面積調整(比表面積を小さくする)があげられた。その中で、空洞補修用充填材の材料である粒径の小さい軽量骨材の密度について、表-4.2 に示したように B-S:0.20g/cm³、B-M:0.30g/cm³ のものを選択することができ、密度が大きいものを使用することで空洞補修用充填材の比表面積を小さくし、流動性の改善につながるものと考えた。また、粒径の大きい軽量骨材についても、2019 年度は黒曜石を原料としたものを使用していたが、2020 年度以降入手が困難となる実情もあり、真珠岩を原料としたものへ代替している。このような状況も踏まえ、配合 P9-1～P15 の配合を選定し、物性評価を行った。

その結果、空洞補修用充填材の目標物性値を満足する配合 P9-1、P9-2、P10 の 3 種類に絞り込むことができた。これらの配合は図-4.2 に示すように水中不分離性を有していることを確認している。また、配合選定時の物性評価において、水材料比を 120% と高くすることで、空洞補修用充填材の目標物性値をわずかながら外れるものの、練り上がり時の密度が 1.0g/cm³ 程度であり、土の密度と比較しても十分

表-4.4 空洞補修用充填材各配合の物性一覧

配合	水材料比 (%)	フロー値(mm)	密度 (g/cm ³)	水中不分離性	一軸圧縮強さ(kN/m ²) 材齢(日)		
					1	7	28
P1	100	250	0.75	△	—	370	650
P2	100	210	0.85	△	—	2050	2780
P3	50	88	0.87	△	—	140	480
P4	50	84	0.81	△	—	180	530
P5	50	84	0.76	△	—	235	700
P6	50	125	0.81	○	—	70	140
P7	50	136	0.83	○	—	60	90
P8	50	115	0.70	○	—	80	180
P9	80	96	0.74	○	—	350	670
P9-1	80	80	1.01	○	230	297	1103
P9-2	80	122	0.77	○	120	367	813
	120	291	0.98	○	197	313	437
P10	80	117	0.79	○	590	610	700
	120	241	0.93	○	240	353	363
P11	80	170	0.87	○	527	663	707
	120	315	1.05	○	273	393	400
P12	80	178	0.87	○	547	670	700
	120	310	1.01	○	267	393	390
P13	80	125	0.79	○	393	427	437
	120	234	0.95	○	230	243	253
P14	80	170	0.87	○	343	390	327
	120	315	1.05	○	120	130	137
P15	80	178	0.87	○	163	183	193
	120	310	1.01	○	—	43	50



図-4.2 空洞補修用充填材の水中不分離性確認状況

に軽量であること、フロー値についても自重圧による自己充填が可能な材料と近似していることから、水材料比を調整することで、可塑タイプと自己充填タイプの選択が可能となるのではないかと考えた。これは、当初の空洞補修用充填材の目標である、破損した埋設管等への充填材漏出の懸念がある場合は、可塑タイプとして水材料比を低くしポンプ圧送により充填を行う。補修対象となる空洞近傍に埋設管等がなく充填材漏出の懸念がない場合には、充填材の自重圧による自己充填が可能となると考えられ、1つの材料で様々な条件下での空洞補修に対応できるものと期待でき、付加価値をもたらすものと考えた。

(5) 模擬型枠を使用した空洞補修用充填材の漏出性確認試験

下水道管ならびに埋設管破損部への空洞補修用充填材の漏出状況を確認するため、模擬試験を実施した。模擬試験には図-4.3に示すφ400mm×h500mmの円柱模擬型枠を用意し、模擬空洞に見立てた。模擬型枠の底面中心部にφ25mmの孔を設け、下水道管ならびに埋設管の破損部として再現している。



図-4.3 漏出状況確認試験型枠外觀図

模擬型枠下部にトスロン管を設置し、型枠内へ充填した空洞補修用充填材の総質量と、トスロン缶内へ漏出した充填材の質量を測定し、充填材圧送量に対する漏出量率を求め漏出性の評価とした。なお、充填材は、市販の小型ロータリーポンプ(岡三機構株式会社製ニューロータリーポンプ OKG-07M)を用い、ポンプ圧送による充填速度は 3.25～3.50L/min(水量換算)で圧送した。圧送ホースは市販の軟質塩化ビニール製圧送用耐圧ブレードホース(内径 φ38mm×外径 φ48mm、ホース長さ約 2m、ポリエステル糸補強仕様)を用いた。模擬試験に用いた空洞補修用充填材の配合とフレッシュ性状値を表-4.5に示す。

表-4.5 模擬試験に供した各配合とフレッシュ性状値

配合	水材料比 (%)	フロー値 (mm)	密度 (g/cm ³)
P9-1	80	94	0.83
P9-2		163	0.83
P10		108	0.78

図-4.4に、配合 P10 を用いた模擬試験状況を示す。



図-4.4 配合 P10 の模擬試験状況

(左上:充填材圧送中、右上:充填材圧送完了、左下:型枠内質量確認、右下:トスロン管内質量確認)

模擬試験では、フロー値と充填材漏出率の相関性について確認している(表-4.6)。

表-4.6 各配合におけるフロー値と充填材漏出率の相関

配合	フロー値 (mm)	充填材漏出率 (%)
P9-1	94	0.0
P9-2	163	9.7
P10	108	0.3

空洞補修用充填材のフロー値と充填材漏出率の相関性を確認したところ、充填材練り上がり直後のフロー値を 110mm 程度以下にすることで模擬型枠底部に設けた φ25mm の穿孔部からの充填材漏出をほぼ抑制できていることが分かった。また、充填材漏出抑制のためには、フロー値を小さくすることは有効だが、作業性のとのバランスが重要であることを改めて認識する結果となった。空洞補修用充填材として最適と判断した配合 P10 は、本結果から施工性と漏出抑制を両立していることを確認された。

その他、参考までに空洞補修用充填材のポンプ圧送前後における密度を比較した。

表-4.7 ポンプ圧送前後の空洞補修用充填材密度の比較

配合		P9-1	P9-2	P10
密度 (g/cm ³)	圧送前	0.83	0.83	0.78
	圧送後	1.18	1.00	1.03

ポンプ圧送前後で空洞補修用充填材の密度が変化していることが確認された。これはポンプ圧送時に充填材が吸い込まれる際に、内蔵している空気が抜け圧密された状態となるためによるものと考えられる。また、フロー値、つまり充填材自体の粘性も影響しているものと考えており、粘性が強く硬いほど、密度の変動は大きくなる傾向にあるものと考えられる。ただし、配合 P10 に着目すると、実施工を考慮した場合でもポンプ圧送後の充填材密度は 1.03g/cm³ と土より軽量であり問題ないと判断した。

(6) 模擬型枠を利用した自己充填タイプの充填性確認

配合 P10 を水材料比 120%(自己充填タイプ)で混練したものについて、自己充填性確認用模擬型枠(図-4.5)を用いて充填状況を確認した。



図-4.5 配合 P10(自己充填タイプ)自己充填性確認試験用型枠

試験型枠は、樹脂製コンクリートトロ舟(有効内寸 L1050mm×W596mm×H192mm)に土を高さ方向に 2/3～3/4 ほど敷き詰め、透明の亚克力板蓋を設置し、ある程度の隙間を設け密閉することで空洞を再現した。

本試験に用いた空洞補修用充填材のフレッシュ性状値は表-4.8 の通りである。

表-4.8 模擬試験に供した配合とフレッシュ性状値

配合	水材料比 (%)	フロー値 (mm)	密度 (g/cm ³)
P10	120	212	0.91

配合 P10 の自己充填タイプは、専用治具を用いて自重圧により型枠内に隙間なく充填されていることが確認された(図-4.6)。



図-4.6 充填試験状況
(左：充填中、右：充填完了)

配合 P10、水材料比を 120%に調整した自己充填タイプは、自重圧での充填が概ね可能であることが確認でき、水材料比を調整することで可塑タイプと自己充填タイプの 2 つの特性を有することが実証された。

(7) 実物大試験道路での実証試験

埼玉大学構内に実物大模擬道路が設けられており、その路盤内には各種条件下で作製された模擬空洞や内径 φ200mm/外径 φ300mm、長さ 10m の埋設管がアスファルト舗装面から深さ 900mm の位置に実物大試験道路を横断する形で設置されている。

そこで、この模擬空洞を活用し、(a)実物大試験道路に設けられた埋設管路上に設置した模擬空洞への空洞補修用充填材の漏出確認試験、(b)模擬空洞への空洞補修用充填材の充填ならびに補修効果の検証を実施している。

(a) 実物大試験道路に設けられた埋設管路上に設置した模擬空洞への空洞補修用充填材の漏出確認試験

実物大試験道路に設けられた埋設管は、路盤内に用意した模擬空洞に隣接する部分に破損部を模擬する形で φ20 mm の穿孔が 100mm 間隔で計 3 か所ずつ設けている。空洞補修用充填材を充填する模擬空洞は全部で 2 か所である。なお、本試験では、配合検討、模擬型枠を用いた漏出性確認試験の準備が並行して行われており、暫定的に配合 P9-2 を模擬空洞内

へ充填している。その際、模擬空洞が2か所であることを活用し、可塑タイプと自己充填タイプの2種類を漏出試験に供した。

空洞補修用充填材を充填する模擬空洞の仕様について、表-4.9に示す。

表-4.9 模擬空洞の仕様

表層種類 /厚み(mm)	設定空洞サイズ (mm)/形状	空洞深さ (mm)
St-As/100	φ800/円形	GL-900

空洞補修用充填材は、図-4.7に示すように、アスファルト舗装部に設けられた充填口から模擬空洞へ充填され、排出口から溢れ出ることを確認し、充填作業の完了としている。



図-4.7 空洞補修用充填材 充填完了確認状況
(左:自己充填タイプ、右:可塑タイプ)

その際の埋設管内の状況を図-4.8に示すが、いずれも埋設管内へ空洞補修用充填材が漏出していないことが確認された。

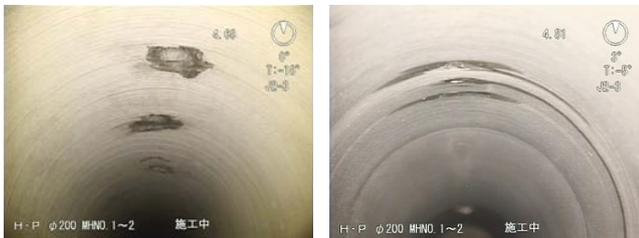


図-4.8 空洞補修用充填材充填完了時の設管内の状況
(左:自己充填タイプ、右:可塑タイプ)

なお、本模擬試験の結果より空洞補修用充填材として最適と判断した配合P10は、使用した配合P9-2より流動性が抑制されていることから、本模擬試験で模擬空洞へ充填した場合、埋設管への漏出はしないものと考えている。

(b) 模擬空洞への空洞補修用充填材の充填ならびに補修効果の検証

模擬空洞への空洞補修用充填材充填による補修効果を検証するため、充填材充填前後でのFWD繰返し載荷試験および平板載荷強制陥没試験を実施している。前者では、表層アスファルト舗装のたわみ量を、後者では表層アスファルト舗装の変位を測定した。さらに、ハンディ型地中レーダ探査も実施し、充填

材による空洞補修前後での模擬空洞内状況も観察した。

なお、本試験においても空洞補修用充填材は先の通り、配合P9-2としている。本試験において試験に供した模擬空洞ならびに空洞補修用充填材の仕様について、表-4.10に示す。

表-4.10 模擬空洞の仕様と充填材タイプ

模擬空洞	表層種類 /厚み (mm)	設定空洞 サイズ (mm)/形状	空洞位置 (mm)	充填材 タイプ
1	St-As	φ800 /円形	GL-100	自己充填
2	/50		GL-50	可塑
3	St-As	φ800 /円形	GL-100	自己充填
4	/100			可塑

※模擬空洞厚:75mm(参考値)

FWD繰返し載荷試験では、各空洞の空洞補修用充填材の充填による補修前に、空洞の直上に位置するアスファルト舗装部にて載荷荷重49kNにおけるたわみ量 D_0 (載荷板直下)を測定している。充填材を用いた空洞補修後のFWD繰返し載荷試験は、材齢15日に実施しているが、載荷荷重49kNにおけるたわみ量のデータを採取できなかったため、載荷荷重と載荷板直下のたわみ量の相関図を作成し近似式を求め、載荷荷重49kNにおけるたわみ量(推定値/ D_e)を算出し比較した。さらに、空洞補修前後でのFWD繰返し載荷試験時の路面温度が異なるため、路面温度20°C相当におけるたわみ量に補正し、比較した。結果を表-4.11に示す。

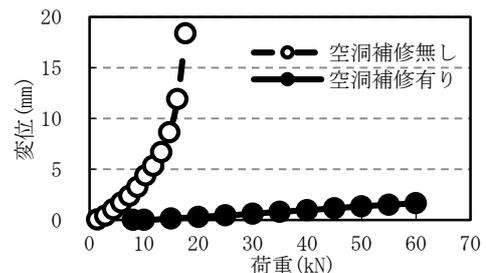
表-4.11 空洞補修前後でのたわみ量の比較

模擬空洞	補修前 たわみ量 $/D_0(\mu\text{m})$	補修後 たわみ量 $/D_e(\mu\text{m})$	D_0-D_e (μm)	たわみ量 抑制率/ $((D_0-D_e)/D_0 \times 100\%)$
1	1022	974	48	4.7
2	1071	738	333	31.1
3	918	732	186	20.3
4	790	579	211	25.4

※路面温度20°C相当

その結果、空洞補修前たわみ量 D_0 と空洞補修後たわみ量 D_e を比較し、空洞補修用充填材を用いた空洞補修によりたわみ量が抑制されている結果を示した。

平板載荷強制陥没試験では、空洞2と同様の条件下における空洞補修有無での変位量の比較ができた。その結果を図-4.9に示す。



※材齢21日、路面温度13°C

図-4.9 模擬空洞2の平板載荷強制陥没試験結果

図-4.9より、空洞補修用充填材を用いた空洞補修により、補修前に比べ変位が抑制されていることが示された。

次に、一例として模擬空洞3および4の空洞補修前後の状況についてハンディ型地中レーダ探査により観察した評価を表-4.12に示す。

表-4.12 空洞補修用充填材による模擬空洞補修前後におけるハンディ型地中レーダ探査結果

模擬空洞3		模擬空洞4	
補修前	補修後	補修前	補修後
<p>評価</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 充填後のデータでは、空洞信号の端部が若干残っているように見受けられる。 ・ 空洞の形状や内部に残された土嚢の状態を考慮し、空洞補修用充填材が空洞の端に回りきらなかった可能性が考えられる。 			

表-4.12より、空洞補修用充填材が模擬空洞内を密実に充填していない可能性があるとの評価であったが、FWD繰返し載荷試験ならびに平板載荷強制陥没試験結果からは、空洞補修を施されており路盤の補強効果を有していることを示していると考えられる。

(8) まとめ

- ・ 本件を通じて開発した空洞補修用充填材は、目標物性値を満足する配合 P9-1、P9-2、P10 を選定し、配合 P10 が最適であることを確認した。
- ・ 下水管などの破損した埋設管への漏出性については、型枠を用いた模擬試験では配合 P10 が施工性と漏出抑制を両立した配合であることが分かった。また、流動性が P10 より柔らかい P9-2 を実物大試験道路に設けられた模擬空洞へ充填し、埋設管破損部からの材料漏出はなかった。そのため、P10 を用いたと仮定しても同様の結果になるものと考えられる。
- ・ 空洞補修用充填材として配合 P9-2 を模擬空洞へ充填し補修することで、補修前後における表層アスファルト舗装の FWD 繰返し載荷試験によるたわみ量および平板載荷強制陥没試験による変位を比較したところ、両者とも抑制されている結果を示した。
- ・ ハンディ型地中レーダ探査から、空洞補修用充填材は模擬空洞内を密実に充填されていない可能性があるものの模擬空洞の補修ならびに路盤の補強効果を有していることを示していると考えられる。

参考文献

- 1) (一財)石炭エネルギーセンター「湾岸工事における石炭灰混合材料の有効利用ガイドライン(改訂版)」
- 2) 国総研資料 第 531 号「下水道管路埋め戻し部へのセメント系改良土の適用に関する検討報告書」
- 3) 公益社団法人日本道路協会発行「道路土工事擁壁工指針」

4.2 路面補強工法の開発

(1) 開発の目的

道路下の空洞化は、都市の成熟と共に様々な要因で起こり、場合によっては陥没を引き起こす。陥没防止のためには、地中レーダ探査によって路面下空洞を探知し、補修などの対策を施すことが最も効果的であるが、その費用は空洞化の主要因であるインフラ老朽化や近年の気象の激甚化に伴い今後さらなる増大が予想され、効率的かつ合理的な維持管理システムの構築が喫緊の課題となっている。

調査で発見された空洞は、規模及び発生環境から陥没危険性や拡大性が総合的に診断され、補修の必要性とその緊急性や補修工法が決定される。補修が必要な場合、現時点では開削工法と注入工法のいずれかにより補修が実施される。開削工法は確実な陥没対策が実施できるが費用が高額、注入工法は安価であるが周辺埋設物との位置関係により適用範囲が限られることや材料の埋設物破損箇所への流入リスクがある。また、陥没の危険性が低い空洞や予算制約により補修が実施されず経過観察とされた空洞では、未対策であるため陥没のリスクが残留することになる。このため、陥没対策として開削工法・注入工法に加わる簡易で安価且つ安心な工法の開発を目的としている。

(2) 工法の概要

本手法では路面に補強膜を設置し舗装の補強を図るとともに、万が一、補強膜の下部にある舗装の基



図-4.10 外観(路面補強工法)

層以下が崩落した場合であっても、自動車の通行障害や自転車や自動二輪の転倒事故につながる恐れのある路面の段差発生を抑制することを狙いとしている。陥没の予兆となる路面変状や空洞の拡大性を発見してから補修工事までの車両走行の確保、舗装修繕工事と併せての空洞補修につながる路面下空洞対策の工法とするものである。工法の外観を図-4.10に、コンセプトを図-4.11に示す。本工法に求める効果は以下である。

陥没抑制効果：空洞が路面に向けて発達しても補強膜により陥没を遅延でき、自動車の通行障害や自転車や自動二輪の転倒事故、歩行者のはまり込みを抑制する効果

たわみ抑制効果：輪荷重や自重による舗装のたわみを抑制する効果

(3) 実験内容

令和元年度、令和2年度に埼玉大学で建設された実物大試験道路において基礎実験を実施した(表-4.13)。令和元年度は補強膜下の舗装が崩落した状態を模擬し、補強膜単体の荷重支持力を確認するための載荷試験を実施し、路面下空洞対策工法としての可能性を確認した¹⁾。令和2年度は、路面下に空洞を有するアスファルト舗装の路面に補強膜を施工し、発現する陥没抑制効果やたわみ抑制効果についての確認を実施した。また、実物大試験道路の施工段階で異なる2つの材料を使用し、経済性や施工性の比較から今後の実験に使用する材料の選定を実施し、選定材料の路面への適用性について確認した。

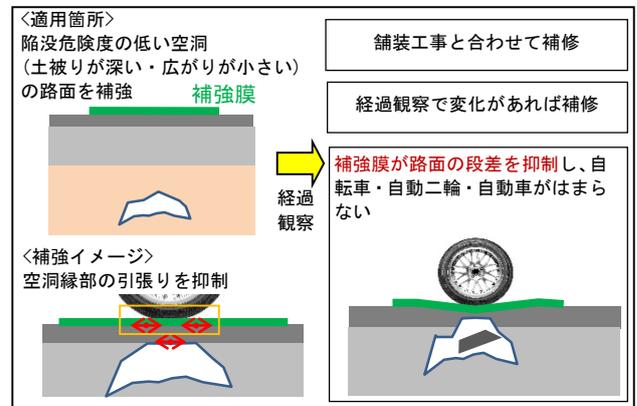


図-4.11 路面補強工法のコンセプト

表-4.13 実験内容

年度	実物大試験道路施工時期	使用材料	舗装状況	実験内容	確認内容
令和元年度	第1期施工後	ポリウレア(リアクター)吹付型	補強膜直下にアスファルト舗装なし(中空施工で補強膜下の陥没を再現)	・平板載荷試験	・陥没抑制効果
令和2年度	第2期施工後	ポリウレア(カートリッジ)吹付型	補強膜直下にアスファルト舗装あり(通常の使用状況を再現)	・平板載荷試験 ・FWD試験	・陥没抑制効果 ・たわみ抑制効果
	第3期施工後	アラミド繊維シート貼付型	補強膜直下にアスファルト舗装あり(通常の使用状況を再現)	・平板載荷試験 ・FWD試験 ・すべり試験	・陥没抑制効果 ・たわみ抑制効果 ・すべり性能

(4) 基礎検討

令和元年度では補強膜下の舗装が崩落した状態を模擬し、補強膜単体となった状態の荷重支持力を確認するための載荷試験を実施した(通常は補強膜の下部に表層が接着)。試験結果をもとに路面下空洞対策工法としての可能性について確認した。実験手順および実験条件を以下に示す。

○実験手順

1. 舗装を50cm四方でカッター切断し、アスファルト混合物層、路盤層を撤去する。(深さ20cm)
2. 補強膜のみの耐力を確認するため、厚紙で蓋をし、中空部を作成する(図-4.12)。
3. 施工範囲外をマスキングする。
4. プライマーを樹脂塗布範囲に塗布する。
5. 樹脂の飛散対策枠を設置する。
6. 樹脂を塗布し、養生する(図-4.13)。
7. 載荷試験を実施する。

○実験条件

舗装構成：ストレートアスファルト10cm(表・基層各5cm)、粒度調整砕石25cm、クラッシュラン10cm、真砂土20cm

使用材料：アーマポリウレアRF-50S
(アーマライニングス株式会社製)

膜厚：2～3mm

のりしろ：15cm、20cm、25cm

厚紙で蓋をし、その上に樹脂施工

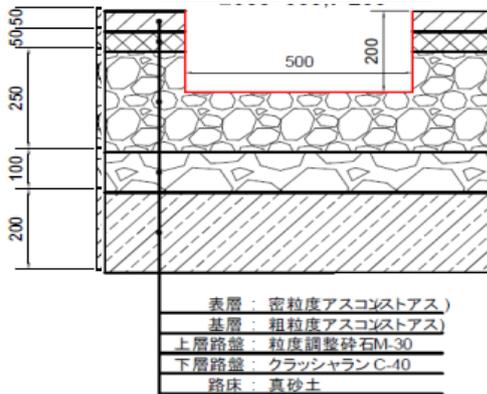


図-4.12 舗装断面

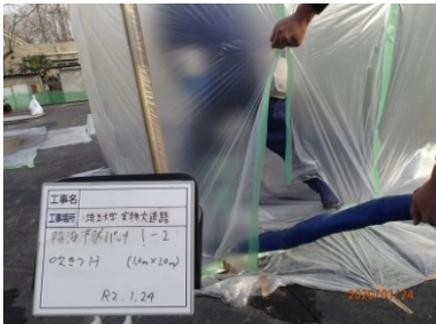


図-4.13 施工状況

荷重条件：歩行者0.833kN、自転車0.990kN(運転者0.833kN含む)、平板載荷(直径30cm、反力源バックホウ)

樹脂施工日：R2.1.21、R2.1.24

載荷試験日：R2.1.27

載荷試験日当日(9:00-15:00)の路面温度：

平均5.7℃、最高6.5℃(13:50)、最低4.0℃(9:00)

載荷試験を実施した結果、今回の材料、実験条件では全箇所において歩行者、自転車の通行に支障のない結果が得られた。また、平板載荷試験では最大で11.7kNの荷重を支持する結果が得られた(沈下量5.8cm)。限られた条件ではあるが総重量4tfの車両の輪荷重に耐える能力が確認され、陥没予防の一手法としての可能性を確認することができた。実験の一例としてのりしろ20cmの場合の載荷状況を図-4.14～図-4.16に示す。



図-4.14 載荷状況(歩行者)



図-4.15 載荷状況(自転車)



図-4.16 載荷状況(平板載荷)

(5) 陥没抑制効果の確認

令和2年度では路面下に空洞を有するアスファルト舗装の路面に補強膜を施工し、発現する陥没抑制効果やたわみ抑制効果についての確認を実施した。

また、実験の時期により材料および施工方法を変え(ポリウレア樹脂およびアラミド繊維シート)、路面補強箇所と同一条件の無対策箇所との比較結果から、陥没抑制効果、たわみ抑制効果の有無を確認した。実験手順及び実験条件を以下に示す。

○実験手順

1. 路面清掃し、施工範囲外をマスキングする。
2. 補強膜を設置し養生する(図-4.17、図-4.18)。
3. 載荷試験を実施する。

(ポリウレア樹脂については上記に加え、プライマーの塗布、飛散対策枠の設置が必要)

○実験条件

- ・ 共通
 舗装構成：密粒度アスコン5~10cm
 クラッシュラン 25cm、粒度調整砕石15cm、真砂土
 空洞規模：直径φ80cm
 荷重条件：平板載荷(直径30cm、反力源バックホウ)
 FWD試験、歩行者0.981kN

・材料別(アスコン厚、補強範囲、試験時期が異なる)

①ポリウレア樹脂

- 施工方法：吹付(カートリッジ型)
- アスコン厚：10cm、空洞土被り10cm
- 補強寸法：1.2m×1.2m、厚み2~3mm
- 施工日：舗装R2.2.1、樹脂R2.7.9、載荷R2.9.1
- 路面温度(載荷試験時)：31~33℃

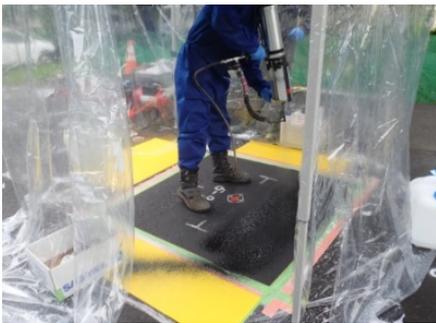


図-4.17 施工状況(ポリウレア)



図-4.18 施工状況(アラミド繊維シート)

②アラミド繊維シート

- 施工方法：貼付
- アスコン厚：5cm、空洞土被り5cm
- 補強寸法：1.0m×1.0m、厚み2~3mm
- 施工日：舗装R2.10.21、樹脂R2.11.17、載荷R2.12.3
- 路面温度(載荷試験時)：15~16℃

図-4.19に平板載荷試験結果を示す。いずれの材料も無対策(破線)と比較し、路面補強箇所(実線)では舗装降伏後の荷重支持力が向上していることが読み取れる。また、アラミド繊維シート下のアスコン層が平板載荷試験により崩落し、中空状態となった状態が確認できたため、その状況で歩行者が上部を通過した状況を再現した(図-4.20)。約0.981kN(100kgf)の荷重を載荷した結果、歩行に支障のあるたわみは発生せず、路面補強を実施することで、膜下の舗装が破壊した後も、段差にはまらない構造になることを確認した。なお、たわみ抑制効果を確認するためにFWD試験を実施したが、路面に補強膜を設置する工法上、舗装に生じた微小なひずみを観測するFWD試験では効果を確認できなかった。補強膜を設置することで①交通荷重による路面の空洞端部の引張ひずみが抑制され、その結果として舗装下面に発生する引張ひずみが抑制されること、②補強膜による吊り上げ効果により、夏場のAS層の自重によるたわみが抑制されることが推測される。夏場のたわみ抑制効果の把握は今後の検討課題とする。

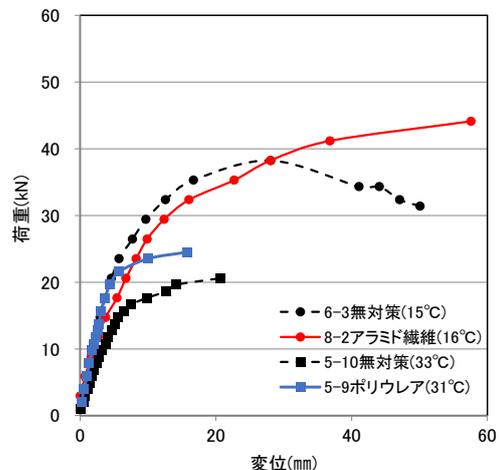


図-4.19 平板載荷試験結果



図-4.20 陥没抑制効果の確認(AS層崩落後)

(6) 材料評価

実験で使用したポリウレア樹脂とアラミド繊維シートについて補強効果、施工性、施工時間、経済性、環境負荷の観点で評価した。

○補強効果

いずれの材料も無対策と比較し、補強箇所では舗装降伏後の荷重支持力が向上していることを確認した。なお、今回の実験では試験条件が異なるため、材料間の比較はできない。

○施工性

ポリウレアはスプレー塗布により補強膜を形成する。樹脂の硬化時間が非常に短く、対象範囲を均一に施工するには専門技術が必要とする。アラミド繊維シートの貼り付けでは接着剤の硬化時間に余裕があり、専門技術を必要としない。

○施工時間

ポリウレアの施工では樹脂自体の硬化時間は非常に短い、施工前の路面処理としてプライマー施工が必要であった。プライマー乾燥時間を考慮すると1箇所当たり約3時間の時間を要した(1日当たり2箇所施工)。アラミド繊維シートの貼り付けではプライマーの施工が不要で、1箇所当たり約1時間の時間を要した。(1日当たり6箇所施工)。共に養生時間含む。

○経済性

いずれの材料も1箇所当たりの材料費は同等であった。1日当たりの施工箇所数を考慮するとアラミド繊維シートに優位性があった。また、ポリウレアの施工には、専用ガンやコンプレッサー、発電機等の初期費用が必要となる。アラミド繊維シートの施工は一般的な左官ごてで可能であった。

環境負荷

いずれの材料も人力による引き剥がしが可能であった。舗装工事の事前に引き剥がしを実施することで舗装切削機による巻き込み防止、アスファルト合材のリサイクルが可能となる。ただし、撤去した補強膜には少量のアスコンガラが残留する。

材料を比較した結果を表-4.14に示す。施工に専門

表-4.14 材料比較表

材料 評価項目	ポリウレア	アラミド繊維シート
施工方法	吹付式	貼付式
補強効果	○(補強効果あり)	○(補強効果あり)
施工性	×(専門技術必要)	○(専門技術不要)
施工時間	×(1時間以上)	○(1時間未満)
経済性	×(初期費用必要)	○(初期費用不要)
	- (材料費同等)	- (材料費同等)
	×(箇所当たり労務費多)	○(箇所当たり労務費少)
環境負荷 (リサイクル)	△(維持修繕時に既設舗装材料との分離が課題)	△(維持修繕時に既設舗装材料との分離が課題)
比較結果	優位性あり ・表面処理に時間を要すること、専門技術が必要であることが難点となった。 ・大面積、自由形状での施工が可能であるが、経過観察対象とする空洞の大きさを考慮すると優位性につながらなかった。	
	優位性あり ・施工時間が短いこと、施工に専門技術が不要で簡易であることに優位性がある。 ・小面積、定形型であるが、対象とする空洞の大きさを考慮するとデメリットにあたらなかった。	

技術が不要であること、施工時間および経済性の観点から、小規模な空洞対策ではアラミド繊維シートに優位性があったため、今後の実験の材料として選定した。

(7) 路面への適用性の評価

今後の実験で使用する補強膜(アラミド繊維シート)の路面への適用性を確認するため、振り子式スキッドレジスタンステストを使用したすべり試験を実施した。表面処理に用いる撒き砂の量、施工方法を変化させ、健全部(補強膜未設置箇所)との比較を実施した。試験は日本道路協会発行の「舗装調査・試験法便覧」(平成31年3月版)のS021-2「振り子式スキッドレジスタンステストによるすべり抵抗測定方法」に基づき実施した。

表-4.15に試験結果を示す。アラミド繊維シートで補強した路面のすべり抵抗は、撒き砂を振り掛けた箇所で80以上、樹脂混合箇所40以上となり基準値(BPN40)³⁾を上回った。ただし、交通荷重により表面が摩耗し、すべり抵抗値が低下する可能性があるため、長期的なすべり抵抗性を把握する必要がある。

(8) 今後の課題

今後の実用化に向けた検討課題についてまとめる。
適用範囲の整理

実道での試験施工を実施し、得られる材料の長期的な耐久性やすべり抵抗性から、適用可能な交通条件を整理する。また、適用可能な空洞の規模、舗装構成について整理する。

陥没対策メニューとしての整理

従来の陥没対策工事で用いられる開削工法、注入工法と比較した路面補強工法の経済性、施工性を整理する。工法選定フローを作成する。

参考文献

- 1) 大野ら、合理的路面下空洞対策に向けた路面補強工法に関する研究、地盤工学会 第55回地盤工学研究発表会、2020。
- 2) 日本道路協会：舗装調査・試験法便覧、第一冊、pp.112-120、2019。
- 3) 日本道路協会：舗装設計施工指針(平成18年度版)、pp.136、2006。



図-4.21 すべり試験計測状況

表-4.15 すべり試験結果

測定 結果	BPN(湿潤状態・20℃温度補正)					路面 温度	撒き砂	
	①	②	③	④	平均値		量	施工方法
8-1 (F断面)	84	87	83	89	86	15℃	1.2kg/m ²	降り掛け
8-2 (F断面)	85	86	84	86	85	13℃	1.8kg/m ² (1.5倍)	降り掛け
8-8 (G断面)	83	80	84	85	83	13℃	1.2kg/m ²	降り掛け
8-9 (G断面)	44	44	43	44	44	12℃	1.2kg/m ²	樹脂混合

4.3 路盤補強工法の検討

(1) 路盤補強の目的

3.3節に示した実物大試験道路における空洞上の載荷試験で確認したように、路面陥没耐力への舗装表層・基層の貢献度は低く、路面下空洞が路盤を侵食し健全性を失うと、アスファルトが軟化する夏季に陥没に至る可能性が高いことがわかった。そこで、空洞の上方への成長・進展を防ぎ路盤を保全する目的で、図-4.22に示すように実物大試験道路にて路盤内に補強材を設置し、各種試験を実施した。なお、ジオテキスタイル敷設路盤が繰返し載荷に対して沈下抑制効果があることは、別途模型実験にて確認済である。

補強材として、三井化学産資の三角形ジオグリッドTX160（強度3方向とも約16kN/m）、織布のミラファイPET600（縦600kN/m、横50kN/m以上）の2種類を中心に用い、ミラファイWF（縦横とも約80kN/m）も用いた。基層直下のD100mm敷設では、TX160はアスファルト施工時の高温で溶けてしまうため、ミラファイPET600のみを使用した。

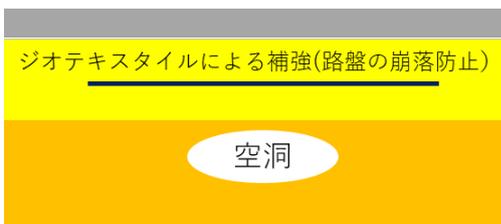


図-4.22 ジオテキスタイルによる路盤補強

(2) 路盤補強に関する実験の概要

実験ケースを表-4.16に示す。空洞深はD=100、200、350mm、補強材の埋設深は空洞深と同じケースに加え、空洞深350mmから話して浅い200mmというケースも実施した。無補強のケースも実施した。それぞれのケースについて、FWD試験と平板載荷試験を実施した。それらの結果を図-4.23~31に示す。

表-4.16 実験ケース

空洞、補強深	TX	PET	WF	無補強
D100=D100		5-8		5-10
D200=D200	5-6	5-7		3-5
D350>D200	7-6	7-5	7-7	3-3
D350=D350	5-5			

空洞がアスファルト層(基層)の直下にある場合(図-4.23、24)、無補強舗装では自重のみで陥没が生じる場合があったため、ジオテキによりアスファルト層を支えることを狙った。しかし、補強と無補強で顕著な違いは見られなかった。これはジオテキPET600はアスファルトの施工温度よりも高い250°Cまで耐えるため溶けなかったが、ジオグリッドのように開口部が無いアスファルト層と一体となり補強する効果が発揮できなかったものと思われる。空洞深が200mmの場合、図-4.25の無補強は、ジオグリッド(図-4.26)やジオテキ(図-4.27)と比べ、FWDのたわみ量は大きい、平板載荷に対してはむしろ無補強の方が強くなった。ただし、補強ケースの載荷が夏季(2020年8月31日)に対し無補強は秋季(2019年10月9日)であり、路面温度の影響を考えると単純な比較は難しい。空洞深が350mmで補強材深200mmの場合(図-4.29-31)、形状や剛性の異なる3種類の補強材を用いた何れのケースも、FWDの最大たわみは625-649 μ mとほぼ同じで、平板載荷試験でも載荷限界の850kPaまで載荷しても2.5mmと空洞の無い健全部とほぼ同じ沈下量であった。一方無補強の3-3(図-4.28)では、FWDの最大たわみ1207 μ m、500kPaで沈下量が急増し路面陥没につながったことから、補強の効果が見られた。ただし、補強材による違いが見られなかったことから、直接的な補強の効果よりも、ジオシンセティックスを敷設することで路盤材を健全な状態に保つことができたことが大きかったのではないかとと思われる。

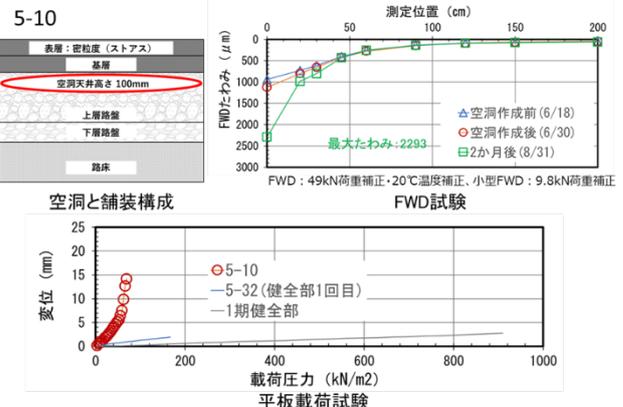


図-4.23 空洞@D100 無補強 (5-10)

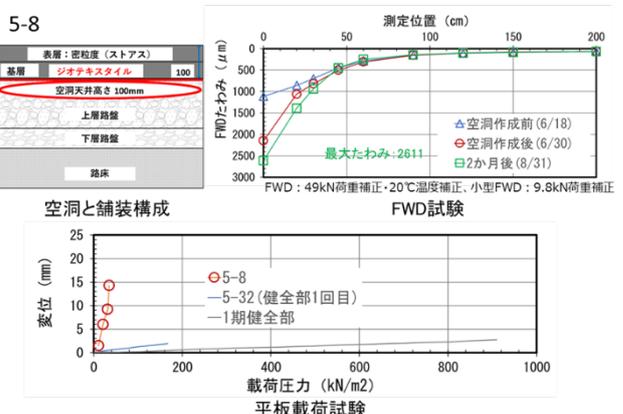


図-4.24 空洞@D100+ジオテキPET600@D100 (5-8)

3-5

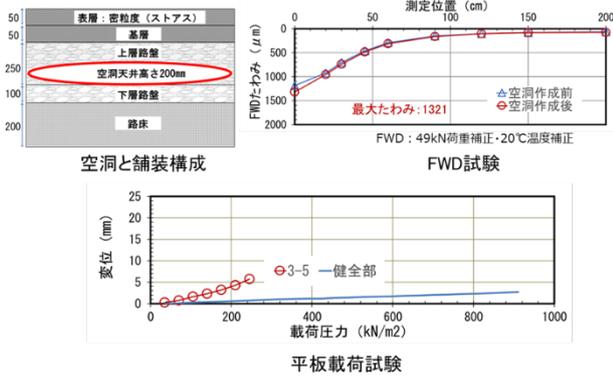


図-4.25 空洞@D200 無補強 (3-5)

7-5

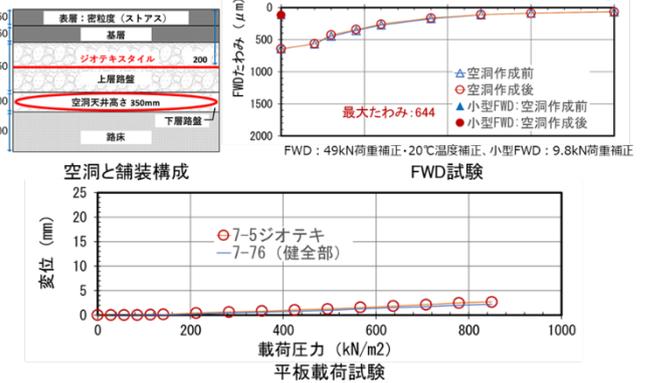


図-4.29 空洞@D350+ジオテキPET600@D200 (7-5)

5-6

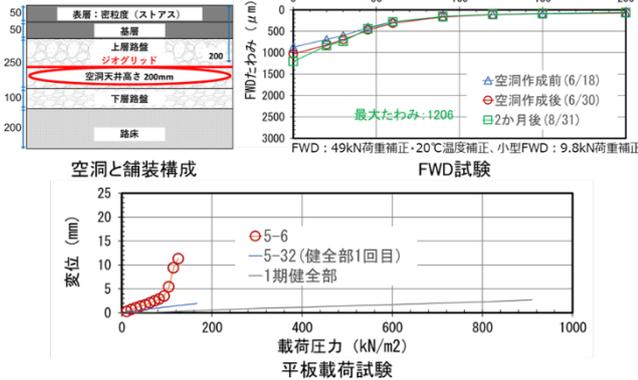


図-4.26 空洞@D200+ジオグリッドTX160@D200 (5-6)

7-6

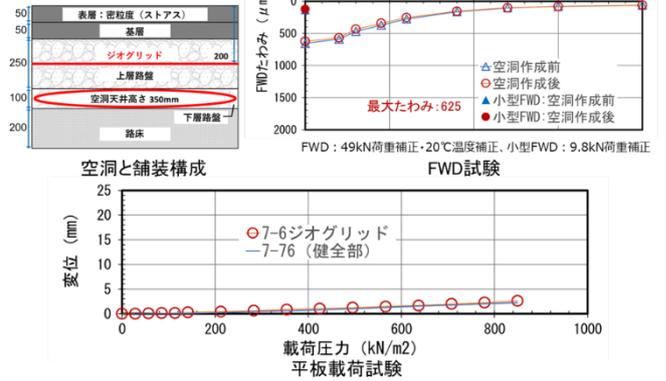


図-4.30 空洞@D350+ジオグリッドTX160@D200 (7-6)

5-7

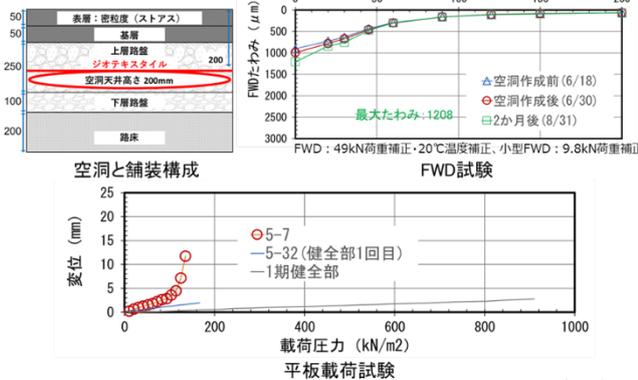


図-4.27 空洞@D200+ジオテキPET600@D200 (5-7)

7-7

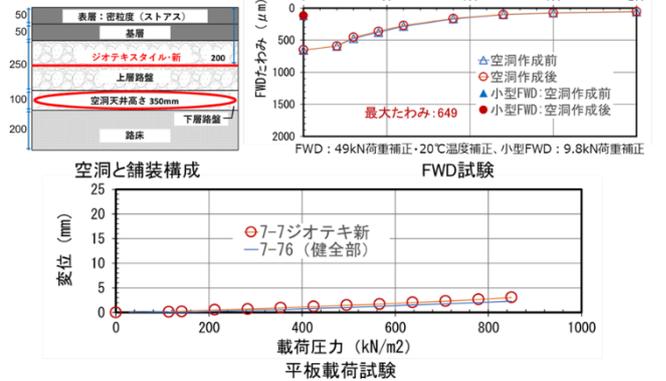


図-4.31 空洞@D350+ジオテキWF@D200 (7-7)

3-3

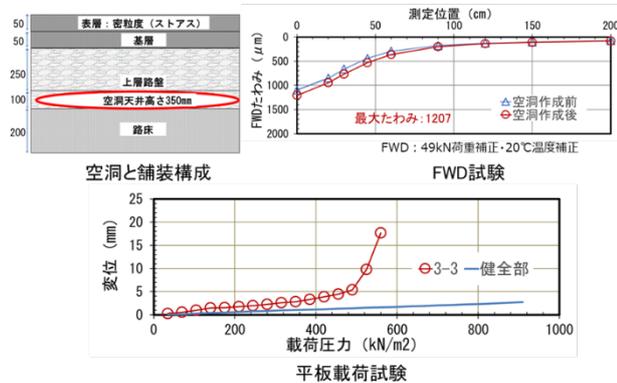


図-4.28 空洞@D350 無補強 (3-3)

(3) 路盤補強の陥没抑止効果

路盤に空洞が侵食し、空洞深さが浅くなると路盤補強の効果は小さい。今回の実験では、ジオシンセティックスによる路盤補強において陥没抑止に寄与するのは、補強材の張力や拘束によるものより、空洞天井部の土の崩落を止め空洞の成長を阻む効果が大きいと考えられる。舗装の表基層を支持する役割の健全な路盤を保持するため、道路新設時に路盤内または路盤下への補強材の敷設が効果的であると考えられる。補修時や特定の空洞への局所対応の際の補強材の適切な敷設はさらに検討を要する。

第5章 まとめ

5.1 道路陥没予防ソリューション

(1) 本研究の成果

本研究では、道路陥没問題の背景に潜む技術的課題を整理し、路面下空洞の挙動を解明すると共に、空洞の発見・診断・補修・予防の各段階に資する技術開発を試み、表-5.1のような成果を得た。

表-5.1 本研究の成果と開発した要素技術

	本研究の成果	開発した (開発中の) 技術
発見 (調査)	<ul style="list-style-type: none"> 空洞探査方法の体系化・高度化、および精度検証 空洞頻度の地域特性 	<ul style="list-style-type: none"> 空洞形状(体積)測定装置 空洞ポテンシャルマップ
診断	<ul style="list-style-type: none"> 空洞の生成・拡大メカニズムの解明(模型実験、現道モニタリング) 実物大試験道路における陥没試験 	<ul style="list-style-type: none"> 陥没危険度評価チャート
治療 (補修)	<ul style="list-style-type: none"> 空洞特性に応じた合理的補修方法 	<ul style="list-style-type: none"> 空洞補修用充填材 路面補強
予防	<ul style="list-style-type: none"> 陥没しにくい舗装構造 	<ul style="list-style-type: none"> 路盤補強

本研究で得られた主な知見は以下の通りである。

- 路面下空洞探査で主に用いられる地中レーダは、深度1.5m程度までの浅層空洞の探知に有効で、既存データから算出した的中率は88%、空洞深さの探査精度も十分であった。ただし、検知率の精度検証が今後求められる。
- 空洞および陥没の発生頻度と都市の関連情報から、陥没ポテンシャルマップを作成した。
- 現道にて空洞モニタリングを実施し、空洞生成要因と空洞成長速度、および空洞形状や空洞下のゆるみ厚等との関連を把握した。
- 砂質地盤、下水管の破損、高い地下水位のような土砂流出がおりやすい条件が揃うと、空洞の拡

大は(年単位ではなく)短期間に進行する。

- 砂質地盤の土砂流出模型実験で、空洞の陥没危険度は、空洞深さと空洞幅の比に依存することを確認し、実務で経験的に用いられている陥没危険度チャートの科学的根拠を示した。
- 顕著な破損がない下水管継手の漏水箇所でも土砂流出が起こる可能性があることを模型実験で示し、その条件を検討した。
- 空洞を有する模型地盤の振動台実験を実施し、空洞に向かってすべり破壊を起こしたり、空洞下部の地盤が液状化するなどして、空洞が拡大するメカニズムを示した。
- 3次元FEMにより路面下に空洞がある場合の舗装耐力について検討し、夏季に交通荷重によって陥没が促進されることを示した。また、3次元DEMにより空洞周りの波動伝播について検討し、深部空洞探査への応用を模索している。
- 路盤内または路盤下に空洞を有する実物大試験道路を構築し、空洞載荷試験を実施したところ、空洞深さと舗装耐力に相関が見られた。舗装の仕様により平板載荷試験やFWDの値に差異はあったものの、路盤が落ちて薄くなるとアスファルトコンクリートは陥没寸前の状態に陥る。
- 多くの路面下空洞が下水管の破損を原因としていることから、下水管への漏出防止のために、流動性を抑え可塑性を有する空洞補修用充填材を開発した。水中不分離性、軽量性、強度、再掘削性、速硬性などの性能を有する。
- 空洞上の舗装の陥没やたわみを抑制する応急対応として、路面に補強膜を設置し舗装の補強を図る方法を開発した。
- 空洞が路盤内に侵食するのを防ぐことが出来れば路面陥没を抑制できることから、路盤内にジオテキスタイルを敷設する路盤補強工法を提案した。

(2) 道路陥没予防ソリューションの素案

現状の道路陥没対策は、図-5.1に示すように、調査計画を策定して路面下空洞探査を実施し、見つかった空洞は道路管理者の判断により順次補修するのが通常の流れである。すなわち、陥没の芽となる空

洞を見つけ、陥没に至る前に補修を施すことにより、陥没抑止に効果を上げている。

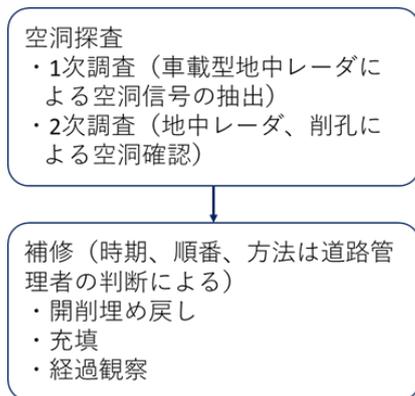


図-5.1 現状の道路陥没対策

一方、陥没対策をより効率的に実施するためには、現状の“調査で空洞を見つけ補修する”という対策に加えて、対象地の空洞の発生傾向を把握し必要十分な調査計画を立案すること、空洞の陥没危険度を評価し空洞特性に応じた適切な補修（対応）を選択し実施すること、空洞や補修履歴を管理し次の調査計画に生かすことが肝要である。本研究では表-5.1に示すように、調査、診断、補修、予防の各段階に資する要素技術を開発している。それらを活用した陥没対策の一連の流れを図-5.2に示す。

まず、都市や地域ごとの空洞傾向や空洞履歴を分析し空洞ポテンシャルマップを作成し、それに基づいた調査計画を策定する。既存の調査履歴が無い場合は、他都市を参考にして、下水管、地盤、地下水情報等を主要な素因と考える。地中レーダ探査によ

る空洞調査は現状で十分な精度が確保されているが、得られた結果は過去の履歴、他の同等の都市の動向、ポテンシャルマップで示されている傾向等と比較し、常に検証することが重要である。各々の空洞について、大きさ（広がり）と深さから陥没危険度を評価し、補修の緊急度や具体的な補修方法を決定する。2次調査を実施する場合は、削孔を利用して空洞形状や体積を測定し、空洞特性の把握や補修ボリュームの推定に資することも可能である。陥没危険度が低く成長性も小さいと思われる場合は経過観察で対応でき、そうでなければ開削埋戻しまたは充填で対応する。本プロジェクトで開発した空洞補修用可塑性充填材は、水の添加率によって充填材の流動性を調整でき、周囲に（破損）下水管がある場合は低流動性、無い場合は高流動性の使用が可能である。なお、本充填材は、埋設インフラ周辺の道路の再掘削を考慮して強度を必要十分に抑えている。さらに、比較的危険度の高い空洞が見つかった場合も即時補修できるとは限らないため、埋戻しや充填等に対応するまでの応急対策のための路面補強を開発した。また、仮に空洞が生成しても路盤に侵食しなければ舗装の支持力はある程度確保され陥没危険度は低く抑えられることから、空洞生成の素因を持つエリアでは、道路新設時あるいは維持管理時にジオテキスタイルなどの補強材で路盤補強することが効果的である。空洞・陥没データや補修履歴は、適切に整理・蓄積し、空洞ポテンシャルマップのアップデートやモニタリング空洞の成長性の評価等に活用すべきである。

以上のように、路面下空洞の調査、診断、補修の各段階は相互に関連する。本研究ではそれぞれの段階における改良案を提示し、陥没予防対策の合理化に向けて一連の流れや道筋を示した。

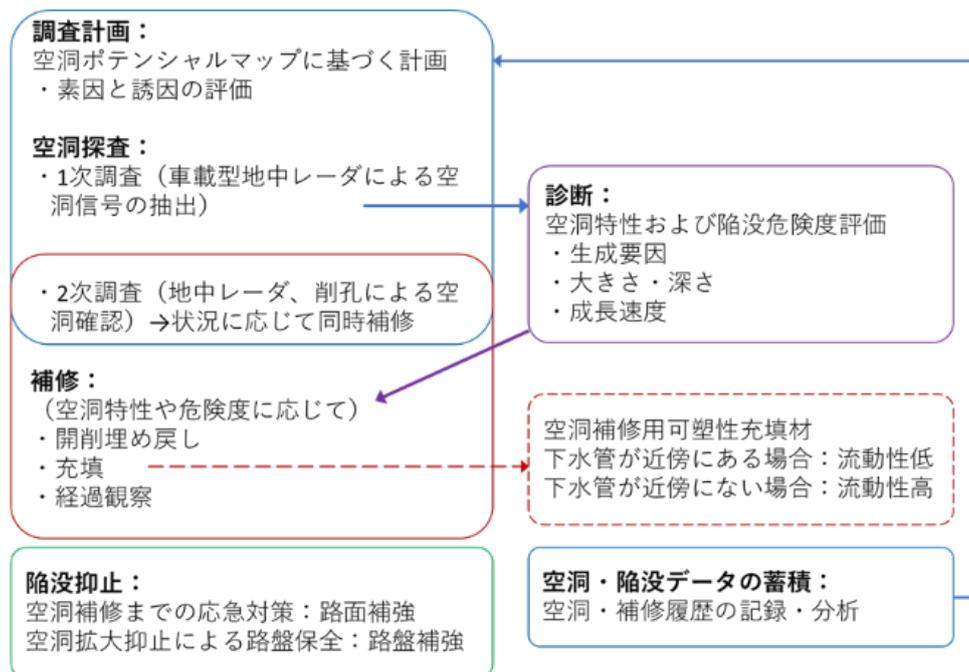


図-5.2 本研究で提案する陥没対策の流れ

5.2 路面下空洞対策連絡会

本研究の成果発信および情報収集の機会として、インフラ施設管理者・関係者を対象とした路面下空洞対策連絡会を以下の通り開催した。

目的：道路の維持管理における路面下空洞対策について、全国の道路管理者間で知見や経験を共有し、対策の合理化を図る。

趣旨：国内外の都市で今後一層懸念される道路陥没への対応策が、“都市の危機管理における路面下空洞対策戦略会議”（2017年8月～2018年5月）にて議論された。同会議では主に大規模地震時への備えとしての陥没対策に主眼が置かれたが、“維持管理は危機管理”であること、路面下空洞対策の先行都市の経験の共有を促進することが対策の加速化につながる事が確認された。今後、全国の都市の成熟化が進み中小都市においても陥没対策が必要となる流れの中で、各都市の知見・データや経験を共有・集約し、それらを活用するプラットフォームの構築を目指す。

第1回路面下空洞対策連絡会（図-5.3）

2019年11月13日 シンポジウム

11月14日 実物大試験道路見学会

札幌市、福岡市、藤沢市、神戸市の道路管理者、下水道管理者の方々に各市の先進的な取組について紹介いただいた。

第2回路面下空洞対策連絡会（図-5.4）

2020年12月3日 見学会+シンポジウム

見学会（オンサイト+YouTubeライブ配信）：

地中レーダ探査車、ハンディ地中レーダ探査、空洞内点群測定、小型FWD、充填材の混練、路盤補強、路面補強、空洞上の車両走行による陥没デモシンポジウム（オンサイト+オンライン）：

本研究の成果を紹介すると共に、自治体（福岡県、川崎市、千葉市、福岡市）の道路管理者の方々に最近の豪雨・冠水の路面下空洞への影響を中心に情報提供いただいた。

シンポジウムには150~200名、見学会には100名程度の参加者を得て、本テーマに関する関心の高さがうかがえると共に、本連絡会の継続的な開催が望まれた。



パネルディスカッション



実物大試験道路見学会

図-5.3 第1回空洞対策連絡会



オンライン+オンサイトのシンポジウム



実物大試験道路における陥没デモ（車両後輪直下に空洞あり）

図-5.4 第2回空洞対策連絡会

5.3 道路政策への提案および今後の課題

本研究にて、道路陥没対策ソリューションの骨子および基本的な考え方を整理した。社会実装するにあたって（あるいは実装しながら）留意が必要な点は以下の通りである。

- ・空洞幅と空洞深さで評価する陥没危険度チャート上で、比較的危険度が低いと判定される空洞でも、土質や地下水・降雨条件によっては成長が早い場合がある。また特に空洞厚が大きい場合は地震時に空洞内へのすべりが発生し、陥没危険度が急上昇する場合がある。空洞の成長速度の定量評価に関しては、さらに検討を要する。
- ・空洞補修の選択について、基本的な考え方を示した。個々の具体的な工法は今後のアップデートが望まれる。
- ・空洞・陥没データは蓄積し分析することで、次年度以降の空洞調査計画に生かすことができる。また、都市間、道路管理者間で陥没対策の知見や経験を共有することが、道路陥没対策の合理化につながる。今後、道路管理者やインフラ施設管理者の連携体制の整備が望まれる。

従来、路面下空洞を見つけて（多くの場合開削で）埋め戻す、という対症療法的対策が主であったが、空洞の陥没危険度や成長速度に応じて適切で合理的な補修方法を選択することができるようになる。また、空洞モニタリングのデータを蓄積・分析することにより、都市や地域の空洞傾向を把握し、調査計画や陥没危険度評価にフィードバックしてアップデートしていくことが重要と考えられる。

発表文献リスト

本研究の成果として発信した論文および学会発表等を以下に示す。

1. TAN Tingshen, 桑野玲子, 瀬良良子 (2019)、路面下空洞充填材の浸透挙動における周辺地盤の影響、第54回地盤工学研究発表会、さいたま、2019年7月、pp.543-544.
2. 大原勇, 桑野玲子, 瀬良良子 (2019)、模型実験および陥没事例の分析に基づく陥没生成メカニズムの検討、第54回地盤工学研究発表会、さいたま、2019年7月、pp.1463-1464.
3. 濱也幸樹, 大野敦弘, 徳永珠未, 瀬良良子, 桑野玲子 (2019)、合理的路面下空洞対策に向けた空洞探査精度の現状と課題、第54回地盤工学研究発表会、さいたま、2019年7月、pp.3-4.
4. 濱也幸樹, 瀬良良子, 佐藤雅規, 大野敦弘, 徳永珠未, 加納晋太郎, 浅見文美恵, 桑野玲子 (2019)、道路陥没対策に求められる空洞情報高度化のための基礎的検討、第1回交通地盤工学に関する国内シンポジウム（札幌）、2019年9月
5. 徳永珠未, 瀬良良子, 佐藤雅規, 大野敦弘, 濱也幸樹, 加納晋太郎, 桑野玲子 (2019)、道路陥没対策における空洞探査能力の指標化の意義と現状分析、第1回交通地盤工学に関する国内シンポジウム（札幌）、2019年9月
6. 桑野玲子, 井原務, 室井和也 (2019)、路面下空洞の陥没危険度評価のための影響要因の検討、第1回交通地盤工学に関する国内シンポジウム（札幌）、2019年9月
7. 井原務, 桑野玲子 (2019)、路面下に空洞発生した舗装の構造特性と路面性状について、第33回日本道路会議
8. 室井和也, 桑野玲子, 井原務 (2019)、路面下空洞の発生位置に対する舗装のFEM解析による陥没予測の検討、第33回日本

道路会議

9. Tan, T., Kuwano, R., Kozakai, N. and Kinjo, M. (2019), Development of Grout for Filling Subsurface Cavity, 18th International symposium on new technologies for urban safety of mega cities in Asia, USMCA, Yangon, December 2019, CD-ROM.
10. Tan Tingshen, 桑野玲子, 金城瑞樹, 小塚規行 (2020)、再掘削性を考慮した空洞補修用可塑性充填材の開発、第55回地盤工学研究発表会、2020年7月
11. 平野裕, 桑野玲子, 井原務, 室井和也, 桑野二郎, 瀬良良子 (2020)、路面下空洞の陥没危険度評価のための実物大試験道路の構築と空洞載荷試験の概要、第55回地盤工学研究発表会、2020年7月
12. 唐崎遥平, 金子かのか, 桑野玲子, 桑野二郎 (2020)、埋設管接合部の止水不良箇所における路面下空洞の生成・成長過程の検討、第55回地盤工学研究発表会、2020年7月
13. 田口幸, 久野洵, 桑野玲子 (2020)、地下流水音測定による水みち探査の可能性、第55回地盤工学研究発表会、2020年7月
14. 瀬良良子, 加納晋太郎, 井原務, 室井和也, 桑野玲子 (2020)、路面陥没に至る空洞上部アスファルトの挙動観測報告（実物大試験道路）、第55回地盤工学研究発表会、2020年7月、
15. Pradeep Pokhrel, 加藤舜大, 桑野二郎, 平野裕, 桑野玲子 (2020)、地盤内空洞の生成と地震時安定性に及ぼす地下水位の影響、第55回地盤工学研究発表会、2020年7月
16. 濱也幸樹, 大野敦弘, 森山鉄平, 浅見文美恵, 瀬良良子, 桑野玲子 (2020)、空洞下ゆるみ情報をういた高度空洞診断事例の報告、第55回地盤工学研究発表会、2020年7月
17. 大野敦弘, 雑賀正嗣, 佐藤雅規, 瀬良良子, 井原務, 室井和也, 桑野玲子 (2020)、合理的路面下空洞対策にむけた路面補強工法に関する研究、第55回地盤工学研究発表会、2020年7月
18. 大野敦弘, 佐藤雅規, 瀬良良子, 井原務, 室井和也, 桑野玲子 (2020)、路面下空洞上の路面補強方法に関する研究、土木学会第75回年次学術講演会、2020年9月
19. 加納晋太郎, 瀬良良子, 井原務, 室井和也, 桑野玲子 (2020)、路面陥没に至る空洞上部アスファルト混合物層の挙動の考察、土木学会第75回年次学術講演会、2020年9月
20. 室井和也, 井原務, 桑野玲子 (2020)、路面下空洞上の舗装支持力に関する検討—FWDの繰り返し載荷試験と押し抜き試験結果の報告、土木学会第75回年次学術講演会、2020年9月
21. 桑野玲子, 桑野二郎, 井原務, 瀬良良子 (2020)、路面下空洞の陥没危険度評価のための実物大試験道路の構築、生産研究、72巻4号、pp.319-322.
22. Kamal Prasad REGMI, 桑野二郎, 山登泰希 (2020)、ジオシンセティックスが路盤内空洞の安定性に与える影響、第35回ジオシンセティックスシンポジウム、2020年12月、東京
23. Pradeep POKHREL, 桑野二郎 (2020)、地盤内空洞の地震時安定性に及ぼすジオシンセティックスの影響、第35回ジオシンセティックスシンポジウム、2020年12月、東京
24. 平野裕, 桑野玲子, 桑野二郎, Pradeep Pokhrel (2021)、路面下空洞の陥没危険度評価における地震動の影響、第56回地盤工学研究発表会、2021年7月
25. 久野洵, 桑野玲子 (2021)、路面下空洞観測孔に挿入可能な点群観測装置、第56回地盤工学研究発表会、2021年7月
26. 大野敦弘, 佐藤雅規, 瀬良良子, 井原務, 室井和也, 桑野玲子 (2021)、アラミド繊維シートを用いた路面補強工法に関する研究、第56回地盤工学研究発表会、2021年7月
27. 濱也幸樹, 大野敦弘, 瀬良良子, 桑野玲子 (2021)、空洞下ゆるみ領域の複数点測定による空洞診断の高度化事例、第56回地盤工学研究発表会、2021年7月
28. 桑野二郎, 桑野玲子, 井原務, 室井和也 (2021)、ジオシンセティックスで補強された路盤内空洞の安定性、第56回地盤工学研究発表会、2021年7月
29. 大野敦弘, 佐藤雅規, 瀬良良子, 井原務, 室井和也, 桑野玲子 (2021)、路面下空洞上の路面補強方法に関する研究（補強材料の比較）、土木学会第76回年次学術講演会
30. 加納晋太郎, 瀬良良子, 大野敦弘, 濱也幸樹, 桑野玲子 (2021)、強制陥没試験後の空洞上舗装の破壊現象、土木学会第76回年次学術講演会