

# 火防用水路に起因する空洞の調査事例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ○久原 大輝, 向久保 晶

## 1. はじめに

近年、路面下空洞による被害は多発している。埼玉県八潮市で発生した大規模な道路陥没は、土被り約10mの地下にシールド工法で建設された口径4.75mのコンクリート造の下水道管の継手部の僅かな隙間から生じたものと考えられている（天端部の破損ではなく）。地下インフラの老朽化にともなう陥没被害は、今後もさらに増え続けることが懸念される。

本発表では、最大10m下の火防用水路上に形成した空洞の調査事例、地表下深度から算出した管理基準値の設定、モニタリング体制構築までの流れを紹介する。

## 2. 空洞調査に至った契機

路線右側の土被りの比較的薄いエリアに路面陥没が発見された。空洞は道路線形方向に約10mの長さで、路面レベルから2～3mの間に形成しており、火防用水路（昭和10年施工、現在は使用されていない）の破損等が、空洞形成の要因であると疑われた。

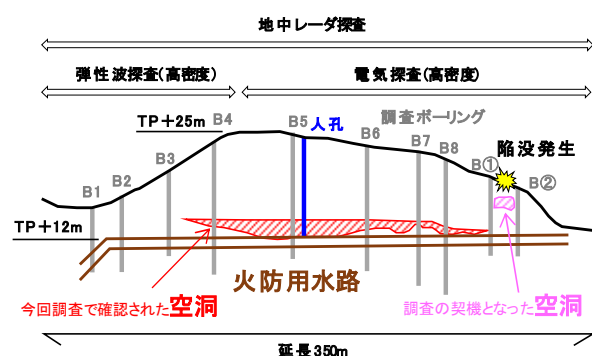


図-1 対象路線と契機となった空洞

地中レーダ探査、弾性波探査、電気探査、調査ボーリング、孔内カメラ観察を実施した。

### (1) 地中レーダ探査

直近の陥没被害を回避するため、路面下1～2m程度に空洞があるか否かを確認するため、対象路線全区間で地中レーダ探査を行った。

### (2) 弾性波探査、電気探査

空洞域に相当する弾性波探査における低速度域、電気探査における高比抵抗域（水で充填される場合は低比抵抗域）を把握することができた。

### (3) 調査ボーリング

火防用水路上に形成した空洞域を直接把握することができる。最上位の地山細粒砂は平均N値15、再堆積砂は自沈～N値2、下位の地山細粒砂は平均N値29となり、各層で明瞭な差がみられる。

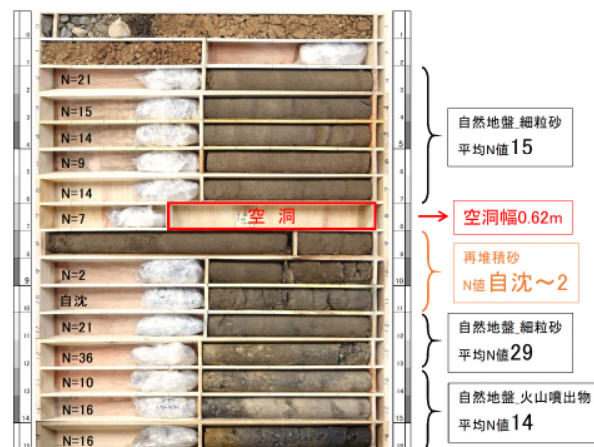


図-2 ボーリングコア状況【B7】

### (4) 孔内カメラ観察

ボーリング孔を用いて空洞域の視認のために孔内カメラ観察を行った。空洞および空洞下に再堆積したブロック状の砂だまりが確認された。

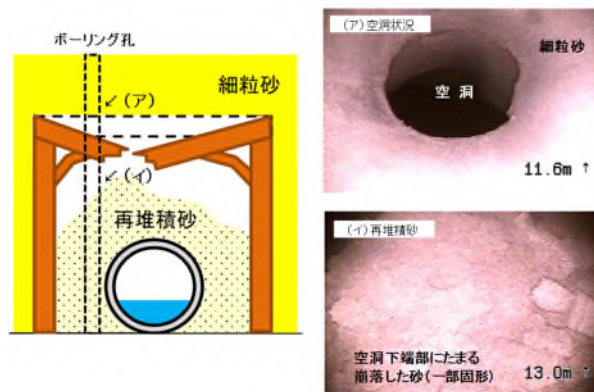


図-3 空洞と再堆積砂

## 3. 空洞形成のメカニズム

各種調査結果から、空洞形成のメカニズムを検討した。

- Step.1 火防用水路の状の隧道支保（木製）は、地山の締めまり具合により、設置有無が選別された可能性があり、支保工がないエリアが存在する。
- Step.2 大雨や融雪時の表流水の浸透により、空洞域直上の地山に緩みが生じる。
- Step.3 緩み域よりも下部で、かつ、支保工が存在しない区間では、その区間に不安定化が生じる。
- Step.4 落盤により火防用水路が崩壊する。崩壊後の地山の分離面は、健全な地山よりも軟質となる。

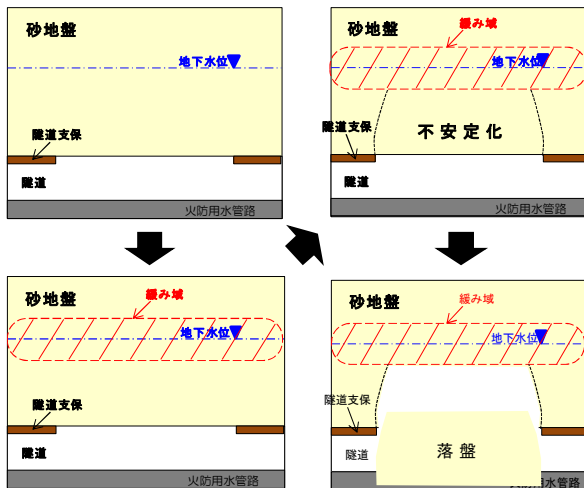


図-4 空洞形成のメカニズム

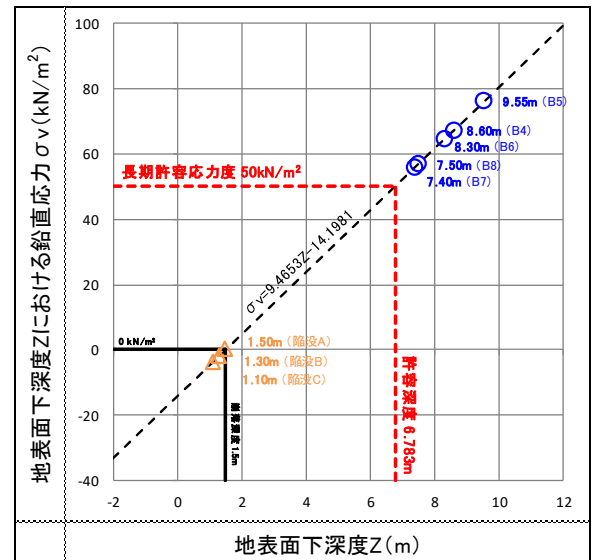


図-6 調査地点における鉛直応力度

#### 4. 管理基準値の設定

##### (1) 地表下深度と空洞幅との関係

坂本<sup>1)</sup>は陥没の危険性がある箇所を、条件1)土被り厚が薄い、条件2)空洞上部粘土層厚が薄い、条件3)空洞上部地山の強度が低い、条件4)空洞幅が広い、にまとめている。さらに陥没危険度については、一般には空洞の形状や地山強度などが正確に把握できないことから、特に地表下深度で判断することが多いとされ、空洞幅の3倍程度の土被り厚がない場合、対策を施す必要があるとされている。

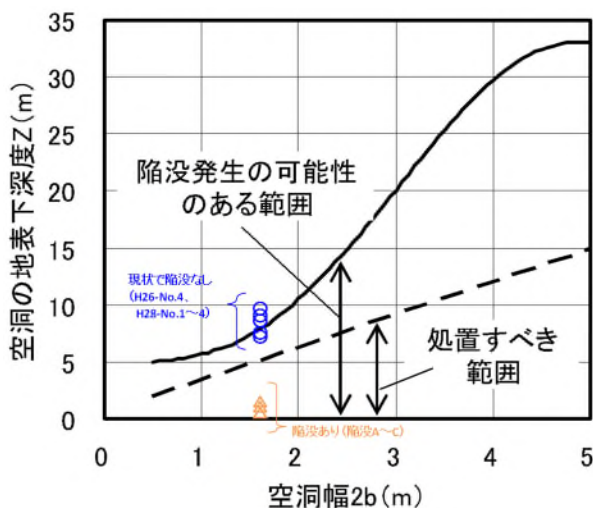


図-5 地表下深度と空洞幅との関係<sup>1)</sup>

##### (2) 砂質地盤の許容応力度

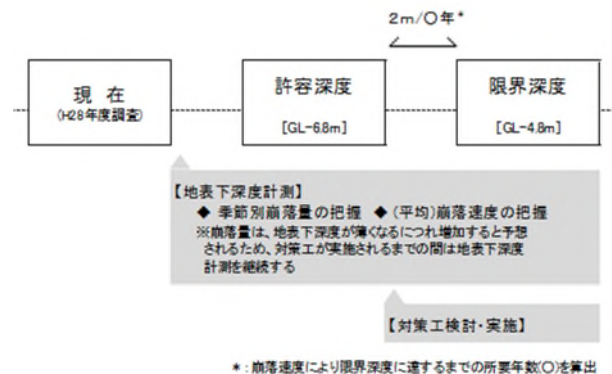
川本<sup>2)</sup>は垂炭廃坑のような空洞地盤において、浅所陥没が発生する空洞の限界深度を土質力学の分野で適用されていた計算法を組み合わせ求めている。

今回の調査ボーリングで確認された地表下深さより算出した鉛直応力は55.8～76.2kN/m<sup>2</sup>となり、砂質地盤の長期許容応力度50 kN/m<sup>2</sup>を満足する(図-6)。長期許容応力度50 kN/m<sup>2</sup>のときの許容深度は6.78mとなる。

##### (3) 管理基準値

統計データによる対策を施す必要があるとされる地表下深度はGL-4.8m(空洞幅の3倍)となり、陥没の恐れがあることから、この深度を限界深度と位置付ける。

陥没状態を仮定した場合の鉛直応力と許容応力度の関係から、長期で生じる力に対する許容応力度50kN/m<sup>2</sup>を保持する深度は、GL-6.8mとなる。この深度を許容深度と位置付ける。



#### 5. モニタリング体制の構築

現在、地表下地山部の厚さ計測を継続的に実施している。融雪期(4月)、多雨期(8月)、降雪前(11月)の年3回を基本とし、豪雨や大きめの地震が生じた場合は、別途追加計測を行っている。今のところ、地表下深度に大きな変化はなく、削剥速度が急激に上昇するなどの異常は認められていない。

#### 《引用・参考文献》

- 坂本昭夫(2006):早稲田大学大学院理工学研究科博士論文, pp. 12
- 川本眺万(2003):日本充填協会,浅い地下空洞による地盤沈下および浅所陥没について-垂炭採掘空洞の充填工事に関連して-

# 陥没の発生に伴う空洞調査事例

株式会社日さく ○位下 天寿，一関 敏，堺田 佳人，小野 篤

## 1. はじめに

東京都多摩地方に立地する某施設において、敷地内道路の一部に陥没が発生した。陥没箇所の内側に空洞が広がっていることが目視で確認された。陥没箇所以外にも空洞や緩み域が広がっていることが想定されたことから、広範囲を適切に調査することが課題となった。本発表では陥没箇所の空洞に加え、周辺に伏在する空洞やその要因となる緩み域の分布を地中レーダー探査と簡易動的コーン貫入試験によって確認した事例について報告する。



写真-1 陥没箇所状況

## 2. 調査地の状況

### (1) 地質概況

調査地は東京都多摩地方の武蔵野台地上に位置し、多摩川起源の礫を主体とする青梅礫層を基底として、所沢面を形成する下末吉ローム層が累重する。これらの上位に盛土層が分布する。盛土層についてはフェンス施工の影響で緩んでいる箇所がみられる。敷地内のボーリングデータをもとにして作成した地質断面図を図-1に示す。

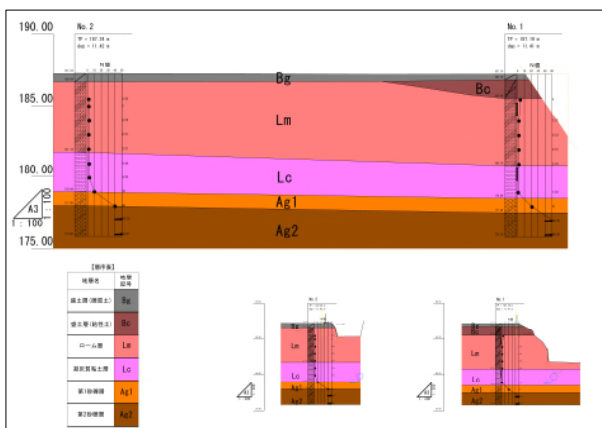


図-1 地質断面図

### (2) 陥没箇所周辺の状況

陥没箇所は敷地周縁斜面の法肩付近に位置している。陥没箇所の北北西方向にイチョウの木が、北西方向に電気のハンドホールが位置している。陥没箇所周辺では、フェンスの基礎の沈下とフェンス沿いの舗装に凹みがあることが確認されていた。陥没箇所はこの凹み箇所と一致する。

## 3. 調査概要

### (1) 調査目的

本調査は、陥没箇所および周辺の空洞や緩み域の広がり調査することを目的とし、地中レーダー探査および簡易動的コーン貫入試験を実施した。

### (2) 調査方法

#### ①地中レーダー探査

地中レーダー探査は地中構造や埋設物を非破壊的に探査するものである。探査は、法肩上の敷地内道路および駐車場において、法面に対して縦断方向と横断方向の62測線にて測定を行った。

#### ②簡易動的コーン貫入試験

簡易動的コーン貫入試験は地盤工学会の基準に準じた方法で深度4～5mを計27か所にて実施した。その内4か所は陥没内で実施した。本試験から求められる  $N_d$  値と標準貫入試験から求められる  $N$  値との間には以下の式のような関係式がある<sup>1)</sup>。本調査においては中間値を採用し、 $N_d=2N$ として考察を行った。

$$N_d = (1 \sim 3) N \quad \dots \text{式-1}$$

## 4. 結果

地中レーダー探査の結果を図-2、図-3に示す。縦断方向では陥没箇所周辺の GL-1～3m の範囲において空洞と思われる異常信号が確認された(図-2～図-3, ピンクの網掛けの範囲)。横断方向では055測線および054測線付近の GL-1m 以浅と051測線～049測線 (062測線) 付近の GL-1～1.5m および GL-2.5～3m の範囲において空洞と思われる異常信号が確認された。これらの結果からイチョウの木および電気のハンドホールの西側 (図-2～図-5, 平面図) まで空洞が広がっている可能性が示唆された。その他の箇所では横断方向の034測線、029測線および011測線 (図-2～図-3, 平面図) 付近の GL-1～2m の範囲において空洞と思われる範囲が分布するものの、地表付近の変状は認められなかった。

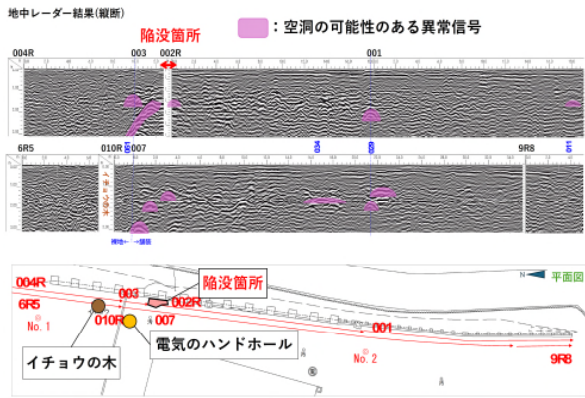


図-2 地中レーダー探査結果(縦断)

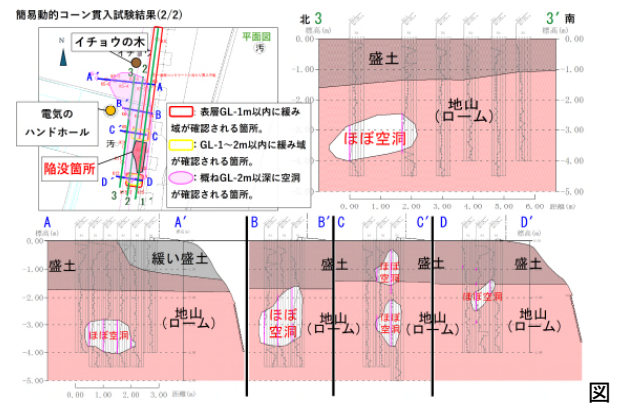


図-5 簡易動的コーン貫入試験結果②

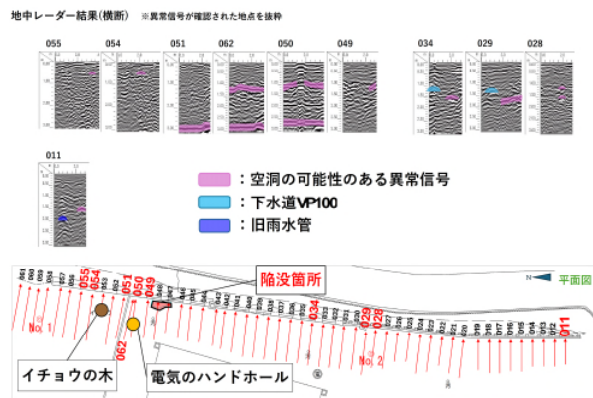


図-3 地中レーダー探査結果(横断)

簡易動的コーン貫入試験の結果を図-4、図-5 に示す。フェンス沿いでは、概ね GL-1m 以浅に緩み域が認められた (図-5、赤線で囲んだ範囲)。また、陥没箇所周辺の南北方向では GL-1～2m の範囲に緩み域が認められた (図-5、黄線で囲んだ範囲)。その他の箇所においては、現在の陥没箇所周辺を除いて概ね GL-2～4m において空洞が認められた (図-5、ピンクの網掛けの範囲)。電気の手ホールより南側ではフェンスから 1.2m 程度離れた測線 (図-5、3-3' 測線) では広い緩み域は確認されなかったことから、南側ではフェンス施工時に復旧した範囲で表層付近の空洞化が進行しているといえる。そこから電気の手ホールより北側およびイチョウの木の西側まで空洞や緩み域が拡大した可能性が考えられる。

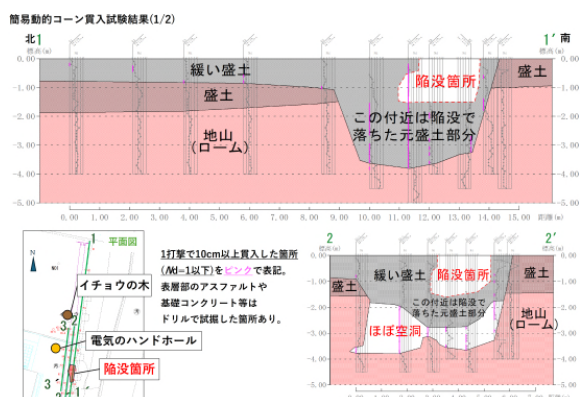


図-4 簡易動的コーン貫入試験結果①

地中レーダー探査および簡易動的コーン貫入試験結果から、表層部以深においても空洞や緩み域が確認された。空洞の体積について計算を行うと、13m<sup>3</sup>弱と算出された。

## 5. まとめ・考察

陥没箇所周辺に空洞および緩み域が形成された原因については主に3点考えられる。1つ目は盛土の表層がフェンス施工の影響で緩んでいた点である。2つ目は、陥没箇所から3.5m 程度離れて位置する当該施設の雨水浸透柵が盛土～ローム層に浸透させる構造となっていたために豪雨時に十分な浸透がなされず溢れていた点である。3つ目は陥没箇所周辺の舗装が周辺よりやや低く、かつ透水性舗装であったために溢れた雨水が陥没箇所周辺に浸透しやすい環境であった点である。

本調査結果から、モルタル吹付の法面背面に空洞化が進行している状況を鑑み、法面の改修および敷地内排水工を提案した。その際、現在の敷地内道路に利用されているアスファルトを透水性から非透水性のものに変更するとともに、新設する雨水浸透柵までU字トラフで誘導し、ストレーナーを GL-9m 以深の砂礫層に設置することで雨水を浸透させる構造とすることを提案した。

本調査において実施した地中レーダー探査と簡易動的コーン貫入試験により、陥没箇所の周囲に伏在する空洞の位置と規模、その形成要因について検討を行うことができた。地中レーダー探査は探査深度を3m としていたが、実際には4m まで空洞が確認されたため、深度設定は5m 程度とすべきであった。簡易動的コーン貫入試験は、フェンスや施設建屋に対して極近距離での試験実施が可能であり、効果的な方法であったと考える。このように空洞および緩み域の調査においては、地中レーダー探査と簡易動的コーン貫入試験は非常に有効な手法であったといえる。

## 《引用・参考文献》

- 1) 地盤調査の方法と解説 (2013) : 公益社団法人地盤工学会, pp. 317-324.

## 大谷地域における微動探査と 3 次元地盤構造（大谷石上面）の検討

川崎地質(株)      ○吉倉 諄, 大村 猛  
(株)エスジオップ      野口 静雄, 大沼 寛

## 1. はじめに

常時微動観測は、観測機器の設置や移動が容易であり、短時間に多数の測定点でデータを取得することが可能である。また、観測された微動の H/V スペクトル（振幅比）を用いることで、周辺地盤の震動源特性を推定することができる。本稿では、栃木県宇都宮市大谷地域において広域の微動探査を行い、大谷石（凝灰岩）上面の地盤モデル（S 波速度構造モデル）を推定するとともに、既往のボーリング結果との比較を行い、軟岩地域における微動探査の適用性の検討を行った。

## 2. 収録システム

常時微動の観測には、川崎地質(株)製の無線式3成分収録装置 KTX-316BT を用いた<sup>1) 2)</sup>。図-1に概略図を示す。

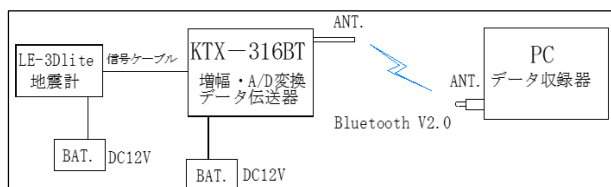


図-1 常時微動収録システムの概略図

このシステムの特徴を以下に示す。

- (1) 水平2成分および垂直成分の合計3成分の波形記録（速度または加速度）の収録が可能である。
- (2) データ収録 PC との接続は Bluetooth 無線通信によって行われ、機器の設置や移動が容易である。

## 3. 調査地の地質概要

常時微動観測は、栃木県宇都宮市内の大谷石採取場跡地周辺で実施した。この地域は、表層のローム層（場所により下位に砂礫層を含む）の下位に軽石質凝灰岩層（大谷石）が分布し、さらにその下位には新第三系の半蔵山安山岩および茗荷沢層が分布する<sup>3)</sup>。工学的基盤面は、砂礫層あるいは凝灰岩表層に存在することが期待される。

## 4. 観測および解析方法

常時微動の観測は昼間に行い、測定時間は1つの地点について10分とした。収録は2班体制で3か月間に南北約3.5km、東西約2.5kmの範囲において、道路上を主として合計459箇所で行った。地震計は3成分1秒地震計（LE-3Dlite）を使用した。写真-1に測定状況を示す。

解析においてはまず、収録波形から地動ノイズレベルが比較的安定した範囲を1分単位で抽出して基本波形とした。次に、この基本波形についてリサンプリング（200Hz）、

Parzen Window（0.5Hz）による平滑化およびバンドパスフィルタ（2～30Hz）を適用して、上下動および水平動2成分の振幅スペクトルを求めた。また、水平動2成分の合成和（各成分の二乗和の平方根）と上下動を用いて H/V スペクトル比<sup>4)</sup>を算出した。図-2に計測地点「K31」における記録波形の例と、各成分の速度振幅スペクトルおよび H/V スペクトル比を示す。



写真-1 測定状況

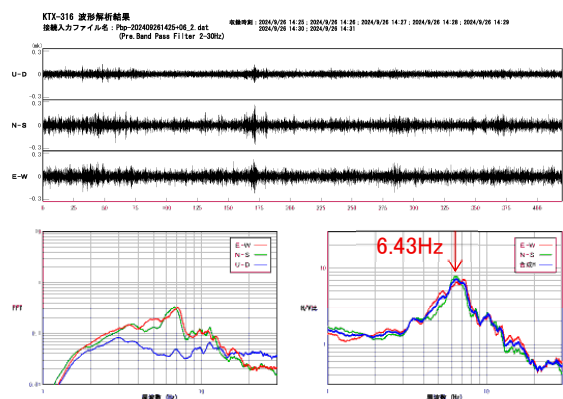


図-2 計測地点「K31」における記録波形例（上）、振幅スペクトル（左）および H/V スペクトル比（右）

## 5. 卓越周波数および H/V スペクトル比

図-3に卓越周波数、図-4に H/V スペクトル比をそれぞれマッピングしたものを示す。今回は、H/V スペクトル比におけるピーク時の周波数を卓越周波数とした。

卓越周波数は西部および東部では7Hz 以上と高く、中央部（特に北部）では5Hz 以下と低くなっている。北西部や北東部において、周辺よりも顕著に低い値を示している地点では、より深部の速度境界を捉えている可能性がある。H/V スペクトル比は中西部で小さく、周縁部ではやや大きい傾向がある。これは、ボーリング調査<sup>5)</sup>によれば西部では基盤深度が浅いことから、H/V スペクトル比のピークが明瞭でないためと考えられる。

## 6. 地盤モデル（大谷石上面）の推定

本調査で得られた卓越周波数を使用して、1/4波長則（式-1）より S 波速度構造地盤モデルの推定を行った。

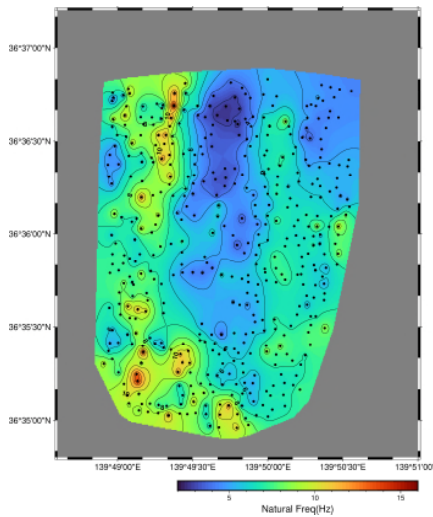


図-3 卓越周波数

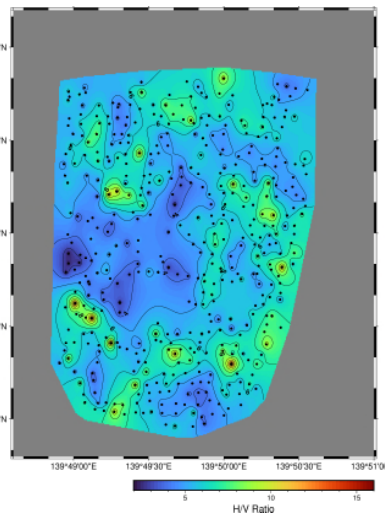


図-4 H/V スペクトル比

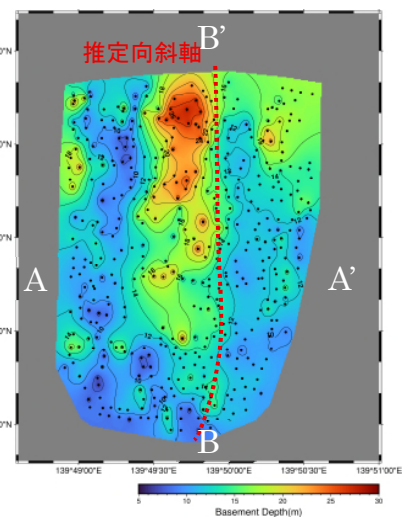


図-5 S波速度構造地盤モデル

$$H = Vs/4f$$

・・・式-1

ここで、 $H$ ：表層の厚さ (m)

$Vs$ ：表層地盤の S 波速度 (m/s)

$f$ ：卓越周波数 (Hz)

今回は、調査地域におけるボーリング孔内の速度検層結果より  $Vs = 300(m/s)$  で一定とした。図-5にマッピング結果を示す。この結果から、西部および東部では基盤深度が10～12m 前後の地点が多く、反対に中央部（特に北部）では20m 前後と深くなっている。これは、既往研究で指摘されている鑑川沿いにおける向斜軸の存在<sup>6)</sup>と整合的である。

## 7. 既往ボーリング結果との比較

推定した地盤モデルについて、観測点近傍のボーリング調査<sup>5)</sup>等により判明している岩盤標高との比較を行った。図-5の A-A'、B-B' 間における地盤モデルと観測点標高、岩盤標高を図-6に示した。A-A' 断面には、距離1.4km 付近に向斜軸が存在する可能性がある<sup>6)</sup>。

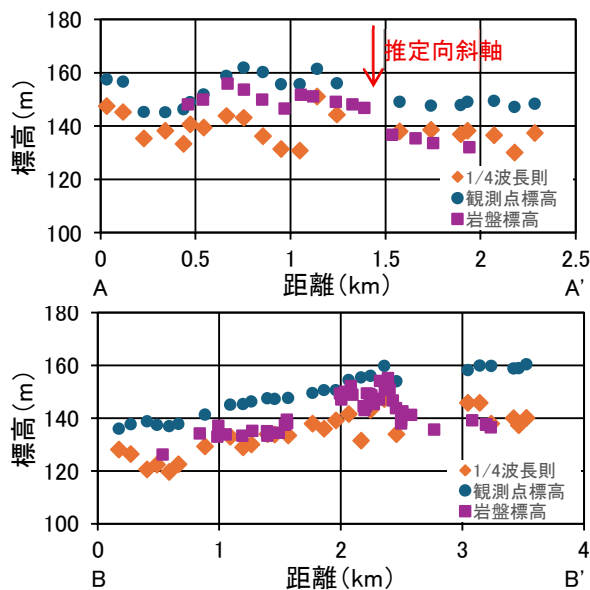


図-6 地盤モデルと岩盤標高の比較

## 8. まとめ

- 卓越周波数は、西部および東部では7Hz 以上と高く、中央部（特に北部）では5Hz 以下と低くなっている。北西部や北東部において、周辺よりも顕著に低い値を示している地点では、より深部の速度境界を捉えている可能性がある。また、H/V スペクトル比は中西部で小さく、周縁部ではやや大きい傾向がある。
- 地盤モデルは、西部および東部では基盤深度が10～12m 前後の地点が多く、反対に中央部（特に北部）では20m 前後と深くなっており、調査地域における向斜構造の存在が示唆される。

以上より、軟岩地域において微動探査から広域の地盤構造を推定することは有効であると考えられる。本調査結果を拠り所として、伝達マトリックス法等を活用したより詳細な推定を行ってみたい。

## 《引用・参考文献》

- 川崎地質株式会社(2011):無線式3成分収録装置(KTX-316BT/GSI)の特徴と記録・処理事例, 物理探査学会第125回(平成23年度秋季)学術講演会展示資料.
- 大村猛, 野口静雄, 小渕卓也(2012):無線式3成分データ収録システムを用いた常時微動の計測によるH/V スペクトル比の卓越周波数の評価, 物理探査学会第126回学術講演会論文集.
- 大森晶衛・端山好和・堀口万吉(1986):日本の地質 3 関東地方, pp. 127-128.
- 中村豊(2008):H/V スペクトル比の基本構造, 物理探査学会地震防災シンポジウム.
- 栃木県地図情報公開システム(最終閲覧日 2025.6.3), [https://www.sonicweb-asp.jp/tochigi\\_pref/](https://www.sonicweb-asp.jp/tochigi_pref/).
- 松居誠一郎・山本高司・柏村勇二・布川嘉英・青島睦治(2011):栃木の新第三系:荒川層群中部の層序と化石および大谷地域の応用地質学, 地質学雑誌第117巻補遺, pp. 89-102.

## 3D 地中レーダー探査による埋設物調査および検証

株式会社ウエスコ

○佐藤葉月、伊達裕樹、三谷康博、菊地涼

## 1. はじめに

本論文では、試掘調査を実施し、実際に確認された埋設物の種類および埋設深度を把握したうえで、事前に行った地中レーダー探査によって得られた異常信号との比較検討を行った。その結果、本調査地点では、地中レーダー探査により検出できた埋設物と検出できなかった埋設物が存在したため、それぞれの検出の可否に関する要因についての考察を報告する。

## 2. 調査概要

## (1) 調査目的

本調査は、既設盛土に混入する地中障害物の撤去計画立案にあたり、地盤改良の支障となる埋設物の抽出を目的とし地中レーダー探査を行ったものである。

既往資料では、GL-3～4 m に厚さ55～90 cm のコンクリートが確認されている（写真1）。

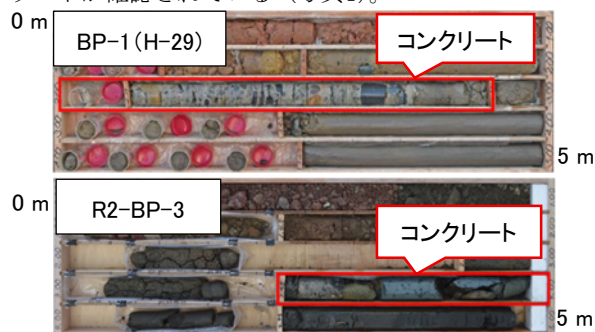


写真1 ボーリングコア写真

## (2) 使用機器および調査範囲

本調査では、探査可能深度5m の IDS GeoRadar 製 StreamDP を使用し地中レーダー探査を実施した（図-1）。調査範囲は図-2の通りであり、範囲内で X 方向に18測線、Y 方向に87測線を測定し、計2 km の計測を実施した。



図-1 本調査で使用した地中レーダー探査機器の様子

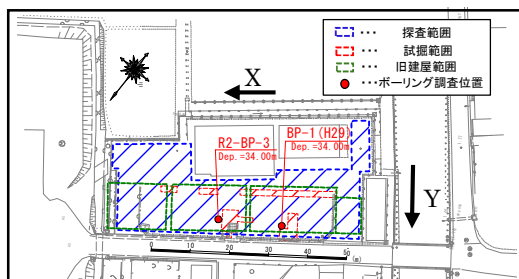


図-2 地下埋設物調査位置平面図

## 3. 調査結果

## (1) 試掘調査結果

本調査で実施した試掘調査で確認された埋設物を図-3に示す。図-3の上段には試掘に加えて地中レーダー探査においても検出された埋設物を、下段には地中レーダー探査では検出されなかった埋設物を記載している。

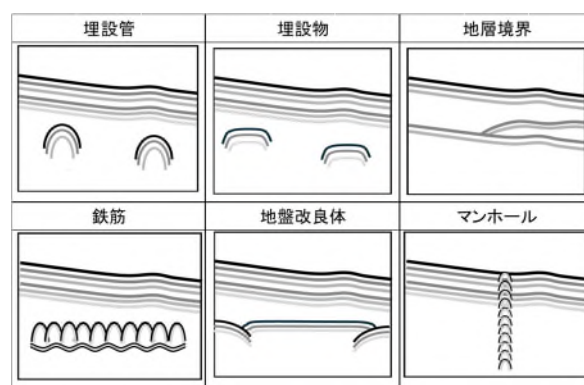
試掘では埋設管が4箇所、高密度ポリエチレン管が1箇所、コンクリートガラが1箇所、L型擁壁が1箇所、地盤改良体が2箇所、フーチングが1箇所確認された。



図-3 試掘結果のまとめ

## (2) 地中レーダー探査結果

地中レーダー探査で得られた反射画像に見られる異常信号の典型的なパターンを以下に示す（図-4）。

図-4 異常信号の典型的なパターン<sup>1)</sup>

本調査の地中レーダー探査で確認できた異常信号を図-5に、異常信号が確認できた位置を図-6に示す。

本調査地点では、塩ビ管（1箇所）、高密度ポリエチレン管（1箇所）、地盤改良体（2箇所）、フーチング（1箇所）に対応する異常信号が抽出された。

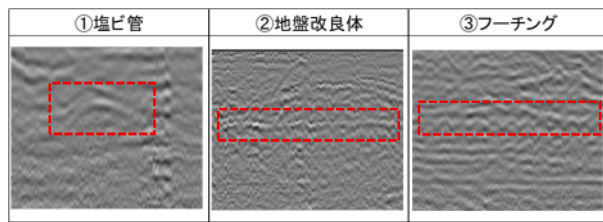


図-5 地中レーダー探査結果(埋設物有の箇所)

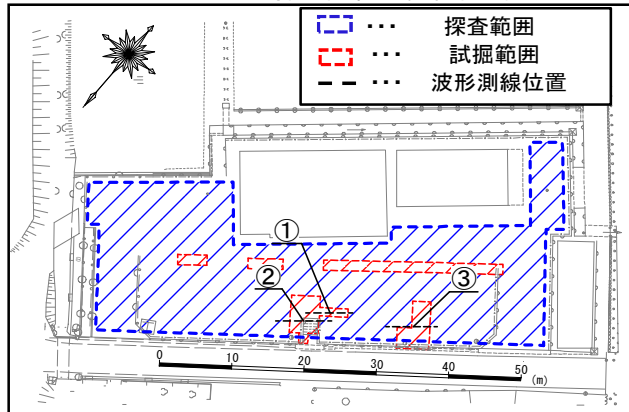


図-6 異常信号が確認された波形測線の位置

### (3) 検証結果

本調査における地中レーダー探査による確認状況を、「明瞭」「不明瞭」「検出なし」の3つの区分に整理した(表-1)。

表-1 検証結果のまとめ

| 埋設物の種類     | 埋設深度 (GL-m) | 地中レーダー探査による確認状況 |
|------------|-------------|-----------------|
| 塩ビ管        | φ20mm       | 検出なし            |
|            | φ50mm       | 検出なし            |
|            | φ80mm       | 検出なし            |
|            | φ50mm       | 不明瞭             |
| 高密度ポリエチレン管 | 1.77        | 不明瞭             |
| 地盤改良体      | 1.30        | 明瞭              |
|            | 1.30        | 明瞭              |
| 木片         | 1.77        | 検出なし            |
| フーチング      | 1.77        | 明瞭              |
| L型擁壁       | 1.30        | 検出なし            |
| コンクリートガラ   | 2.57        | 検出なし            |

#### (i) 明瞭に検出された埋設物

本調査においては、地盤改良体、フーチングの2種について、地中レーダー探査により明瞭な異常信号として検出することができた(図-5の②と③)。

地盤改良体は、周囲の自然地盤と比較して物理的性状(硬さや密度等)が著しく異なるため、地層境界に類似した水平方向に伸びる明瞭な異常信号として捉えた。

フーチングは、フーチング内部の鉄筋の反射パターンが確認された。鉄筋は電磁波を強く反射するため、高い反射強度を示し、他の構造物と比較しても明瞭な鋸歯状の異常信号として捉えた。

#### (ii) 不明瞭ながら検出された埋設物

一方で、塩ビ管(φ50 mm)や高密度ポリエチレン管については、地中レーダーにより上方に凸の異常信号が検出されたが、反射強度が弱く、管の縦断方向では、異常信号の連続性が明確ではなかった。この反射強度の低さは、両者の材質が電磁波を鉄やコンクリートのように強く反射しないこと、および埋設深度が比較的深かったこ

とに起因すると推察する。

#### (iii) 検出されなかった埋設物

地中レーダーにより塩ビ管3箇所、木片、コンクリートガラは異常信号として検出されなかった。

異常信号が確認できなかった塩ビ管は3本とも同一箇所に密集して埋設されており、深度はそれぞれ GL-1.77 m、GL-2.07 m、GL-2.67 m であった。このうち下の2箇所は、地下水位(GL-2.05 m)以深に位置しており、異常信号の確認が困難だった。また、最も浅い GL-1.77m の塩ビ管については、検出することのできた塩ビ管と比べて管径が小さい(φ20 mm) ことにより反射波が弱く、検出が困難であった。

木片は地盤改良体の下部で確認された。木片は乾燥しており、水分量が少ないことに加え、地盤改良体に比べて反射強度が低いため、上部の改良体による強い反射波に遮蔽され、検出が困難であったと推察する。

コンクリートガラについても、同様に地盤改良体の下部に位置していた。埋設深度が地下水位以深であったことから検出が困難であった。

L 型擁壁は道路側の際から発見された。今回の地中レーダー探査では、車止めなどの障害物があったため、道路から約1mの範囲で探査を実施できなかった。

## 4. まとめ

地中レーダー探査は、地中に埋設された構造物や障害物の検知および可視化を目的とする調査手法である。しかしながら、埋設物の素材、埋設深度および調査地の地下水位などの影響によって、必ずしもすべての埋設物を確実に検出できるわけではない。

本調査では、地中レーダー探査により地盤改良体やフーチングといった反射強度の高い埋設物は明瞭に検出できることが分かった。また、φ50 mm の塩ビ管や高密度ポリエチレン管は不明瞭ながら検出できることが分かった。一方で、細径の塩ビ管や地下水位以深のコンクリートガラは、異常信号の検出が困難であった。

今後の展望として、本調査および類似調査で検出された埋設物の反射パターンを AI に学習させることで、地中レーダー探査における埋設物の判別精度向上が期待される。これにより、従来の目視や経験に依存した解析では見落とされがちな微弱な異常信号や不明瞭な異常信号も AI が補足的に検出できるようになり、高精度な埋設物の抽出が可能になると考えられる。

謝辞：この講演に際し、フィールドを提供していただいた鳥取県の関係各位に感謝する次第である。

#### 《参考文献》

- 1) 物理探査ハンドブック 手法編 (1998)：公益社団法人物理探査学会、p. 419

## 弾性波トモグラフィと鉛直磁気探査による地中障害物の確認

大和探査技術株式会社

○小林 琴音, 寺島 芳明, 糸井 理樹, 岡崎 梨奈

## 1. はじめに

本調査では、立坑工事範囲内の埋設管の有無を調べるため、ボーリング削孔を行い、鉛直磁気探査と弾性波トモグラフィを行った。得られた鉛直磁気探査の波形と弾性波トモグラフィによる断面図を重ね合わせ、解析・考察を行った。

## 2. 調査概要

本調査地は地面がアスファルトで舗装されており、その下は埋め土となっている。探査孔は立坑工事範囲の円周に8点、円の中心に1点の計9孔とした（図-1）。調査対象は地表～GL-5.0 mであったが、調査対象深度に深に埋設されている埋設管の影響を考慮して、弾性波トモグラフィは GL-6.0 m から発振を行った。また、ボーリング削孔は GL-7.0 m まで行い、削孔後は VP75 の塩ビ管を建て込んだ。

また、鉛直磁気探査および弾性波探査に使用した機器を表-1に示す。

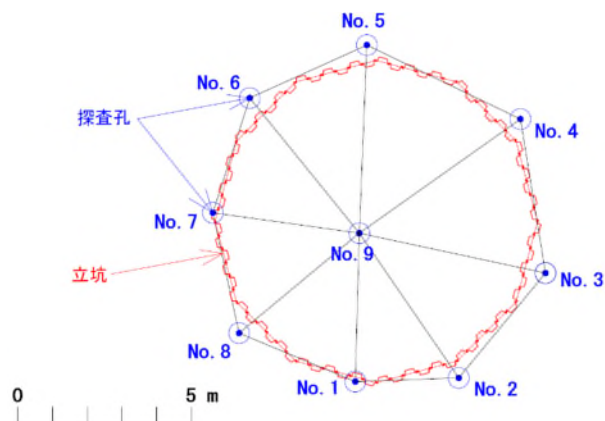


図-1 探査孔配置図

表-1 使用機器一覧

| 項目         | 機器名称                     | 仕様                            |
|------------|--------------------------|-------------------------------|
| 鉛直<br>磁気探査 | 磁気傾度計：両コイル型 DTM-1S 型     | Φ24mm×1,500mm                 |
|            | カウンター・増幅器：DPL&MAG2400    | 単コイル・両コイル2成分<br>深度管理 1m毎マーク入力 |
|            | アナログ記録器：ERR-3531         | 3成分                           |
|            | デジタル記録器：HIOKI LR8430     | 10ch、20ms サンプリング              |
|            | プーリー：DPC-002             | 回転距離計 1パルス/1mm                |
| 弾性波<br>探査  | 測定装置：GeoSEIS-48          | 48ch、24ビット、5kHz               |
|            | 地表受振器：SM-7               | ジオフォン 28Hz                    |
|            | 孔内受振器：DHA-7              | ハイドロフォン 0.5m 間隔、12ch          |
|            | S波孔内振源：BIS-SH-DS、IPG800  | 1000J                         |
|            | P波孔内振源：OWS               |                               |
|            | P波孔内振源：IPG1005、RCU、SBS42 | 1000J                         |

## (1) 鉛直磁気探査

探査孔に両コイル型磁気傾度計を挿入し、周囲の磁場を測定し、測定データは記録器に記録した（図-2）。得られた磁気記録は深度変換を行い、障害物（鉄類含む）の影響と考えられる磁気異常反応について、その深度と探査孔からの距離、磁気量を解析した。

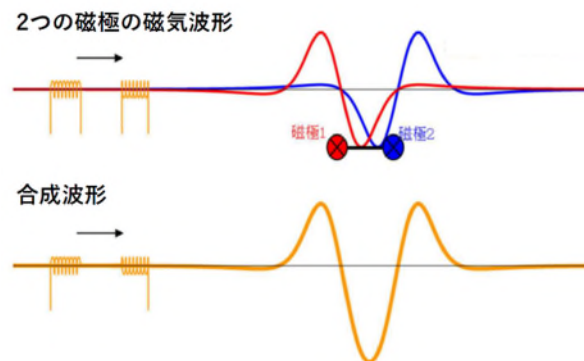


図-2 磁気波形

## (2) 弾性波トモグラフィ

1孔に孔内発振源を、その両隣の2孔に受振器を挿入し弾性波の測定を行った。GL-6.0 m～-0.5 mまで0.5 m 間隔で孔内発振を行い、孔内発振器も GL-6.0 m～-0.5 m まで0.5 m 間隔で設置した。発振孔-受振器間の地表面にも受振器として0.5 m または1.0 m ごとにジオフォンを設置し、各ジオフォン間の中心でハンマーによる地表発振も行った（図-3）。得られた波形から初動走時を読み取り、トモグラフィ解析を行って弾性波の速度分布を求めた。

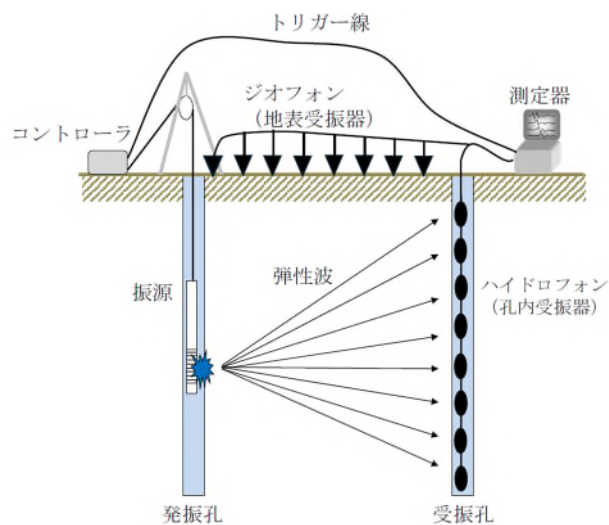


図-3 弾性波測定方法

### 3. 調査結果

磁気波形と速度断面図を図-4、図-5に示す。弾性波トモグラフィの解析により得られた断面図に鉛直磁気探査の磁気波形を重ねた。鉛直磁気探査の深幅はセンサに発生した起電力 (V) である。また、探査孔直下の黒く塗りつぶされている部分は、ボーリング削孔時にコンクリートが続いていた箇所である。

鉛直磁気探査では、柱状図に記載されていた埋め土内 (GL-3.5 m 程度まで) は全体的に磁気反応が多く出ており、実際にボーリング削孔の際もコンクリート片や鉄筋等が出てきた。

弾性波トモグラフィでは、地盤の S 波速度は250 m/s～500 m/s 程度、P 波速度は500 m/s～1000 m/s 程度であった。また、それらの中には部分的に S 波速度600 m/s～900 m/s 程度および P 波速度2000 m/s～4000 m/s 程度の速い速度域が認められた。

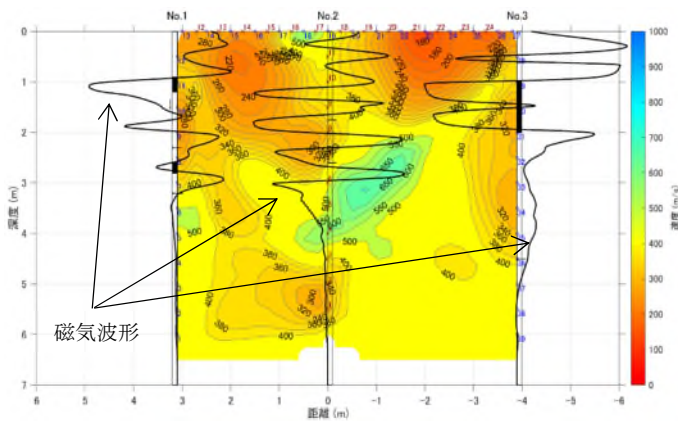


図-4 磁気波形と P 波速度断面図 (No.1-2-3断面)

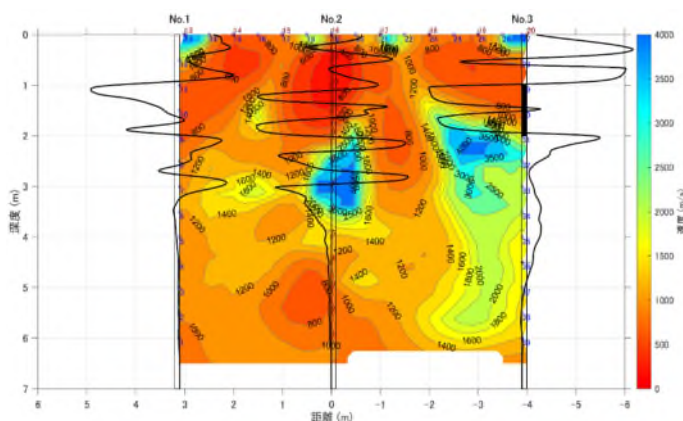


図-5 磁気波形と S 波速度断面図 (No.1-2-3断面)

### 4. 考察

速度断面図に表れた速い速度域は埋設物またはコンクリートガラ等の存在を示唆する。また、鉛直磁気探査により磁気反応が認められた箇所とこれらの高速領域が近接している場合、その領域の埋設物等は鉄筋などの鉄製

品を含むと考えられる。

### 5. まとめ

本調査では、鉛直磁気探査と弾性波トモグラフィにより、地中に残存する構造物の把握を行った。その結果、予想される構造物の位置と比較的良好な整合性が認められた。これは、鉛直磁気探査と弾性波トモグラフィの組み合わせが、地下構造物の探査に有効であることを意味する。

一般的に、地下構造物の探査は、地中レーダ探査が有効とされているが、探査深度が1.5～2.0m程度と浅いため、深部の探査には不向きであった。しかし、鉛直磁気探査と弾性波トモグラフィは、探査深度が削孔するボーリングの深度に依存するので、深部までの地下構造物の探査が可能となる。ただし、ボーリング削孔が必要であるということから、完全に非破壊の探査とはならないことが欠点として考えられる。

### 《引用・参考文献》

- 1) 新版 物理探査の手引き-土木物理探査マニュアル 2008- (2008) : 物理探査学会.
- 2) 物理探査ハンドブック 増補改訂版 (2016) : 物理探査学会.

# 矢板長調査における高周波衝撃弾性波法と磁気探査の比較検討

大日本ダイヤコンサルタント株式会社    ○中村 瑞希, 岩崎 理代, 杉野 康博  
永野 賢司, 小泉 和広

## 1. はじめに

河床掘削を伴う改修工事設計を実施するにあたり、既設護岸鋼矢板の施工年度が古く、設計施工時の既往資料が無いことがあるため、河川改修計画の際に復元設計が必要となる。復元設計を実施するにあたり、護岸鋼矢板のように不可視部（地中構造物）では、物理探査や非破壊調査を用いた調査を活用することが多い。

本報告では、既設鋼矢板長さを推定する手法として、ボーリング孔を利用した鉛直磁気探査および非破壊調査の1手法である高周波衝撃弾性波調査（通称オーリス）の2つの手法を同時に実施する機会を得たため、それぞれのメリット・デメリットについて整理した結果を報告する。

## 2. 調査地の概要

調査対象区間は、延長が1.7kmと長いことから、3区間（上流・中流・下流）に区分し、それぞれの区間において鉛直磁気探査と高周波衝撃弾性波法を実施した。

図-1に調査対象区間の標準断面図を示す。鉛直磁気探査に使用した磁気センサーの有効範囲が約半径1.5mであることから、ボーリング掘削による探査孔は護岸鋼矢板から離隔1mとした。

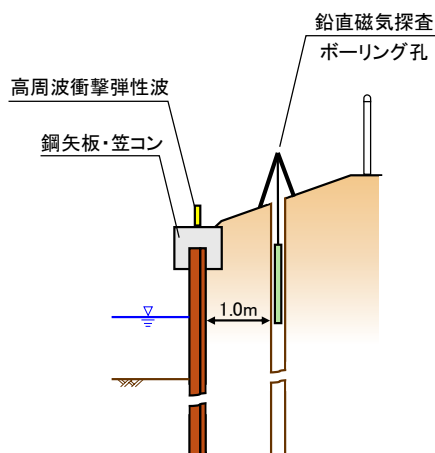


図-1 調査対象区間の標準断面図および調査位置

## 3. 測定手法

### (1) 鉛直磁気探査

鉛直磁気探査は、図-2に示すように、ボーリングマシンにより削孔した孔内へ磁気センサーを挿入し、センサーの下降時及び上昇時に増幅制御器のレンジを切り替えて測定を行った。

センサーコードには先端部にあるコイルの中心から1m間隔に深度マークを付け、マークがケーシング頭部を通過する時に記録員が目視により記録器（下降時および

上昇時）に入力する。これにより、孔内での磁気センサーの位置（深度）と対応した磁気波形を記録することができる。鋼矢板の長さは、磁気センサーが磁性体に反応して矢板下端を通過する際に現れる磁気波形のピークを読み取ることで検知することができる。

下降時と上昇時の結果を解析し、その平均値を採用することで鋼矢板長さの特定を行った。

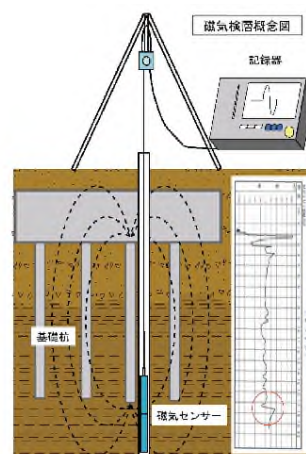


図-2 鉛直磁気探査の概念図

### (2) 高周波衝撃弾性波調査

高周波衝撃弾性波調査は、対象物の表面を鋼製ハンマーで打撃して衝撃弾性波を発振し、対象物の内部に伝播させて、ひび割れや対象構造物の先端部で反射した波を表面に設置した受信センサー（高周波帯域の共振周波数特性を持つAEセンサー：AE-901S）で検知する。

対象構造物が鋼矢板であるため、鋼矢板の頭部に設置された笠コンクリートの表面に受信センサーを設置し計測を行った。図-3に高周波衝撃弾性波調査による鋼矢板長さ調査の概念図を示す。

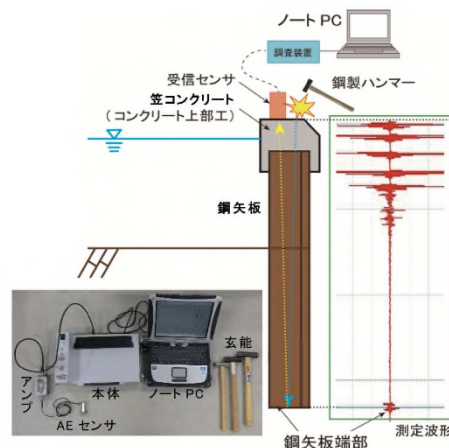


図-3 高周波衝撃弾性波調査の概念図と調査装置

#### 4. 調査結果

鉛直磁気探査および高周波衝撃弾性波調査により計測した鋼矢板長さを表-1にまとめて示す。

表-1 測定結果一覧

| 測 定 位 置 | 鉛直磁気探査 | 高周波衝撃弾性波調査 | 差異             | 誤差率    |
|---------|--------|------------|----------------|--------|
|         | L (m)  | L (m)      | $\Delta L$ (m) | %      |
| 下流部     | 8.721  | 8.418      | -0.303         | 3.474  |
| 中流部     | 9.431  | 10.07      | 0.639          | 6.776  |
| 上流部     | 9.313  | 10.68      | 1.367          | 14.678 |

ここで、高周波衝撃弾性波調査における鋼矢板長さの推定式を式-1に示す。

$$\text{鋼矢板長さ } L(\text{m}) = (t \div 2) \times V_p \cdots \text{式-1}$$

ここに、 $t$ ：鋼矢板先端までの往復の伝播時間(ms)

$V_p$ ：鋼矢板の弾性波速度(km/sec)

鋼鉄の気中における弾性波速度は5.920km/sec(理科年表より)であるが、地盤内の拘束を受けると弾性波速度は低下する。弊社では、これまでの実績値から粘性土地盤に打設された鋼材の弾性波速度は5.122km/sec(検証結果の平均値)を採用している。

表-1に示している高周波衝撃弾性波調査による鋼矢板長さは、上記で示した弾性波速度5.122km/secを用いて算出した値である。鉛直磁気探査による鋼矢板長さを絶対値とした場合、非破壊調査である高周波衝撃弾性波調査により推定される鋼矢板長さは3%～15%程度の誤差が生じる結果となった。

#### 5. 調査手法のメリット・デメリット

調査結果から、鉛直磁気探査と高周波衝撃弾性波調査により得られる鋼矢板の長さには差異が認められ、両者の誤差率は最大で15%程度生じていることが解った。

高周波衝撃弾性波調査による鋼矢板長さの算出は、式-1で示したように、調査対象物(鋼矢板)の弾性波速度をどの様に設定するかが精度に影響を与えることが解る。したがって、鉛直磁気探査で計測した鋼矢板長さを絶対値として、高周波衝撃弾性波調査で計測される鋼矢板先端までの伝播時間から鋼矢板の弾性波速度を逆計算により設定することで高周波衝撃弾性波調査による測定精度を向上させることができる。

本報告では、既設護岸鋼矢板長さを鉛直磁気探査と高周波衝撃弾性波調査の2手法により行った結果を比較したが、両者の調査におけるメリット・デメリットを整理し表-2にまとめた。

#### 6. まとめ

既設護岸鋼矢板の長さを2つの計測手法により比較を行った結果から、高周波衝撃弾性波調査により算出される鋼矢板の長さは、鉛直磁気探査の結果に対して最大で15%程度の誤差が生じる結果となった。

表-2 両手法によるメリット・デメリット

|            | メリット                             | デメリット                                                      |
|------------|----------------------------------|------------------------------------------------------------|
| 磁気鉛直探査     | ・精度良く計測できる。                      | ・ボーリング孔を利用するため、調査日数を要する。<br>・コスト高となる。<br>(高周波衝撃弾性波調査の2.5倍) |
| 弾性高周波波調衝撃査 | ・短期間で数多くの鋼矢板を調査可能。<br>・コストを低くできる | ・精度がやや劣る。<br>・鉛直磁気探査に比べて最大誤差15%                            |

しかし、鉛直磁気探査を行うためにはボーリングマシンの仮設、掘削、撤去等により調査に日数を要することや費用が高額になってしまうデメリットがある。実際に本調査では高周波衝撃弾性波調査を1とした場合、鉛直磁気探査の費用は2.5倍となった。一方、高周波衝撃弾性波調査は、磁気探査に比べて精度がやや劣るものの、コストが安価であることと、短期間で調査をすることができるというメリットがある。

ここで、両者のメリットを生かす方法として、鉛直磁気探査から算出した弾性波速度を用い、鋼矢板長さを求める方法を考慮した。その結果、磁気探査に近い値となり精度が良くなることを確認した。

これらの結果より、既設鋼矢板長さ調査を実施する場合には、鉛直磁気探査と高周波衝撃弾性波調査を併用することが良いのではないかと考えられる。鋼矢板長さの調査を複数箇所で行う場合、初めに代表的な箇所で鉛直磁気探査を1箇所行い、弾性波速度を算出する。その他箇所では、鉛直磁気探査で得られた弾性波速度を用いて高周波衝撃弾性波調査を行うことで、精度を向上させることができ、短期間で、かつ低価格に行えると考ええる。

このように、調査対象となる河川延長が長く、多くの工区が存在する場合には、高周波衝撃弾性波調査を河川全域のスクリーニングとして活用し、代表的な箇所による鉛直磁気探査を併用することで測定精度を向上させることが出来ると考える。

今後も、地盤条件による弾性波速度の影響について引き続きデータの蓄積を行い、高周波衝撃弾性波調査の精度向上につなげたいと考える。

杭撤去に伴う地盤物性の経年変化に関する調査事例

株式会社東京ソイルリサーチ    沼田 俊輔, 水江 邦夫, 近藤 龍児, 安間 匡志, 佐藤 翼  
大阪大学                    柏 尚稔  
建築研究所    井上 波彦  
国土技術政策総合研究所    喜々津 仁密, 土屋 直子

1. はじめに

既存建物の解体時に杭の撤去および撤去孔の埋戻しが行われるが、新設杭の施工時に問題となる事例が報告されている。一方、既存杭の撤去・埋戻しが周辺地盤に与える影響については以前から指摘されており、最近ではその調査・研究が精力的に進められている<sup>例え1), 2)</sup>。

本報告は、既存杭の撤去・埋戻しの前後における換算N値の変化を調査し、さらにその後2年間にわたる経年変化の地盤調査結果を報告するものである。

2. 調査地盤と既存杭の概要

調査地は、福岡県福岡市の博多湾に面する海岸砂丘上の平坦地に位置する。対象建物は4階建てRC造（杭基礎）であり、令和3年度に解体され、それに伴い計10本の既存杭が撤去、さらに埋め戻しが行われた跡地である。

杭撤去前に実施した地盤調査結果を図-1に示す。調査地の地盤構成は、深さ約12m までN値10前後の砂質土、N値1前後の粘性土からなる沖積層が堆積する。その下部には、N値10前後の洪積層の砂・礫層、N値50以上の頁岩が堆積し、各層とも敷地内で概ね水平成層である。

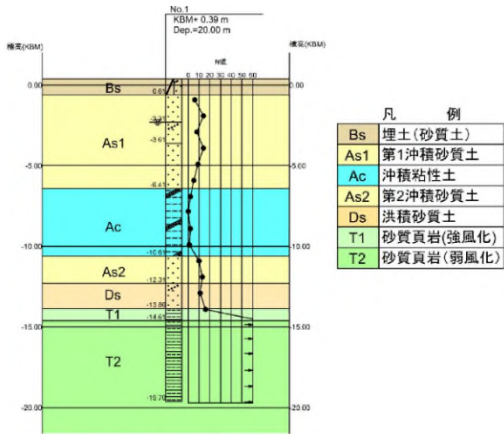


図-1 調査敷地の土層断面図(杭撤去前の事前調査)

既存杭の仕様及び撤去・埋戻し方法を表-1に示す。既存杭は場所打ちコンクリート杭で、縁切引抜工法により撤去された。撤去後は地上からバックホウで土（洗砂）を投入し、埋戻しが行われた。既存杭の状況調査結果の一例によれば、杭長は14m 程度である<sup>3)</sup>。

表-1 既存杭の仕様及び撤去・埋戻し方法

| 杭種              | 設計杭径<br>(mm)   | 撤去用ケーシング<br>外径(mm) | 撤去工法   | 埋戻し方法 |
|-----------------|----------------|--------------------|--------|-------|
| 場所打ち<br>コンクリート杭 | φ 700<br>φ 900 | φ 1000<br>φ 1400   | 縁切引抜工法 | 土(洗砂) |

3. 地盤調査方法及び調査位置

地盤調査方法及び実施時期を表-2に、地盤調査位置を図-2に示す。地盤調査は、既存杭の撤去前と撤去後（R3年度）、撤去1年後（R4年度）、撤去2年後（R5年度）に実施した。撤去1年後以降は、換算N値の経年変化の把握を目的として、電気式コーン貫入試験（以下、CPT）、スクリーウエイト貫入試験（以下、SWS）を実施した。

なお、本報告ではCPT 及びSWS の結果を報告し、標準貫入試験結果（SPT）は参考文献3）を参照されたい。

表-2 地盤調査方法及実施時期

| 調査<br>方法 | 調査時期 |      |        |        |
|----------|------|------|--------|--------|
|          | 杭撤去前 | 杭撤去後 | 杭撤去後1年 | 杭撤去後2年 |
|          | R3年度 | R3年度 | R4年度   | R5年度   |
| SPT      | ○    | ○    |        |        |
| CPT      | ○    | ○    | ○      | ○      |
| SWS      |      | ○    | ○      | ○      |

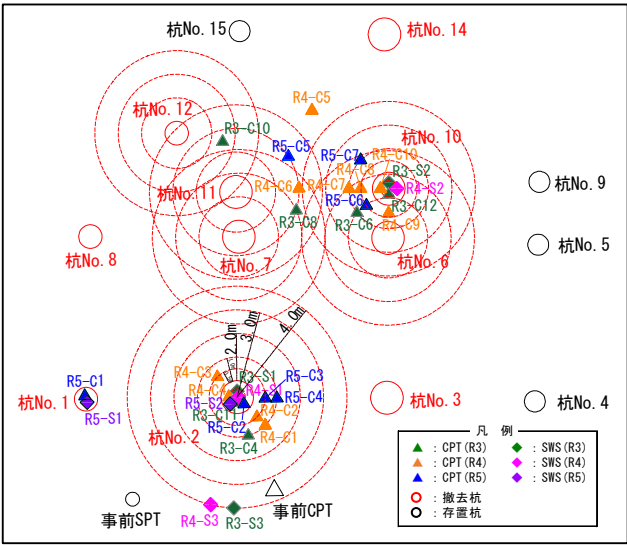


図-2 地盤調査位置図

調査対象杭は、(1)単杭のみの影響確認（単杭みなし領域）として杭 No. 2、(2)複数杭の影響確認（群杭みなし領域）として杭 No. 10、11とした。調査位置は、既存杭の撤去用ケーシング端から0.5m、1.0m、2.0m の位置でCPT、4.0m でSWS とした。杭 No. 1、2、10の埋戻し部においてもCPT 及びSWS を実施し、埋戻し部の経年変化も調査した。

調査位置について、各地点が近接による相互影響を生じないように、撤去用ケーシングを中心とした同心円状（図-2の赤破線）に分散して配置した。同図における同心円の間隔は、例えば杭 No. 2の場合、0.5m、1.0m、以降は4.0m まで1m 間隔を表している。

## 4. 調査結果と考察

### (1) 単杭みなし領域

杭 No. 2 周辺で実施した CPT 及び SWS による換算 N 値の深度分布図を図-3 に示す。

離隔 0.5m, 1.0m の換算 N 値は, As1 層の上部において事後の方がやや小さく, その後 2 年間で顕著な変化は見られなかった。このことから, 少なくとも杭撤去後 2 年間で強度は回復していないものと考えられる。なお, 離隔 0.5m の事後 R4-C3, 離隔 1.0m の事後 R4-C1 の深度 1m 付近の換算 N 値が若干大きい, これは建物解体時の重機や転圧ローラによる締め固めの影響と考えられる。

離隔 4.0m の SWS の換算 N 値は同程度で, CPT と同様に経年変化は見られなかった。なお, 事後 R4-S-3 の深度 11.5m 付近の換算 N 値は混入礫の影響と考えられる。

### (2) 群杭みなし領域

杭 No. 10 及び No. 11 周辺で実施した CPT による換算 N 値の深度分布図を図-4 に示す。なお, 本領域における原地盤相当の調査結果は事後 R4-C5 として同図に示した。

単杭みなし領域と同様に, 離隔 0.5m の換算 N 値は As1 層で事後の方が, またケーシング端に近いほど小さく, その後 2 年間で経年による増減の傾向は見られなかった。なお, 深度 4~5m で事後 R5-C6 の換算 N 値が小さいが, CPT による推定土質分類によれば粘性土に区別されることから, 調査位置による土質の違いの影響と考えられる。離隔 1.0m, 離隔 2.0m についても, 多少のばらつきはあるが, 明瞭な経年変化は見られなかった。

### (3) 既存杭撤去後の埋戻部

杭 No. 1, 2, 10 の埋戻部で実施した CPT 及び SWS による換算 N 値を図-5 に示す。孔内水位 (GL-2.6m 程度) 以深の換算 N 値は, CPT 及び SWS とともに周辺地盤に比べて小さく, 埋戻部全体が非常に緩い状態で堆積することが分かった。さらに, 杭 No. 1 (事後 R5-S-1) や杭 No. 10 (事後 R3-S-2, 事後 R4-S-2) では, 杭先端地盤の頁岩層 (T2) の上端付近まで換算 N 値は小さく, 他の埋戻部に比べて深い深度まで非常に緩い状態であることが分かった。

## 5. まとめ

本報では杭撤去前後及び撤去から 1 年, 2 年経過後に地盤調査を実施し, 換算 N 値の変化を確認した。

その結果, 撤去杭の周辺地盤における換算 N 値は, 表層の砂層上部で撤去後に小さくなり, その後 2 年間に於ける明瞭な経年変化は見られなかった。洗砂投入による埋戻部でも経年変化は見られず, 緩い状態が埋戻部の孔底まで連続していた。撤去後 2 年程度では, 換算 N 値に顕著な変化がなく, 地盤強度の回復傾向を確認できなかった。

今後は, 異なる地盤構成や地域においても同様の調査を行い, データを蓄積していくことが重要である。

本報告は国土交通省の総プロ「建築物と地盤に係る構造規定の合理化による都市の再生と強靱化に資する技術開発 (2020~2023 年度)」の一環で行われたものである。

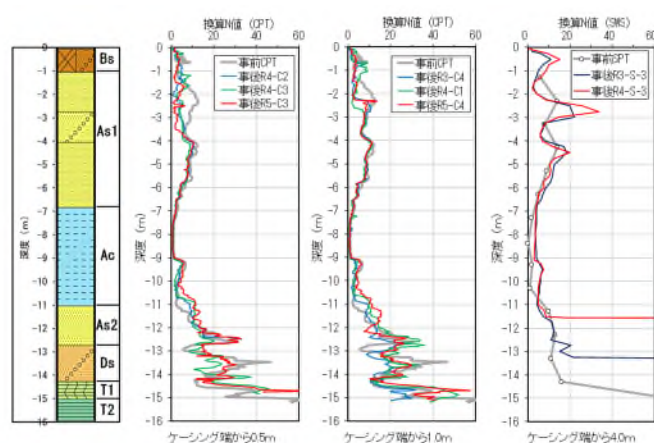


図-3 単杭みなし領域の換算 N 値 (CPT・SWS) の深度分布

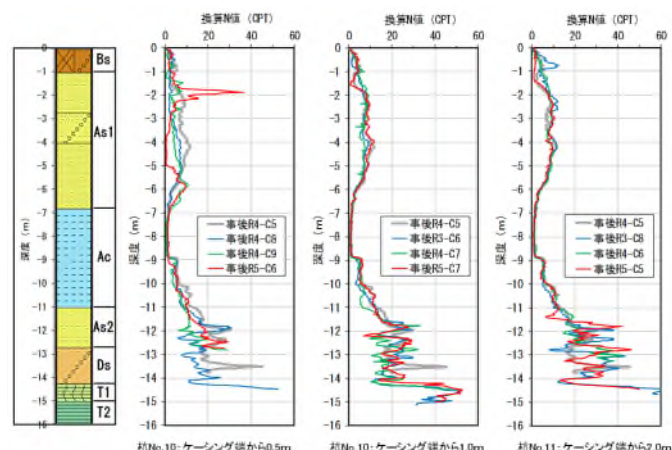


図-4 群杭みなし領域の換算 N 値 (CPT) の深度分布

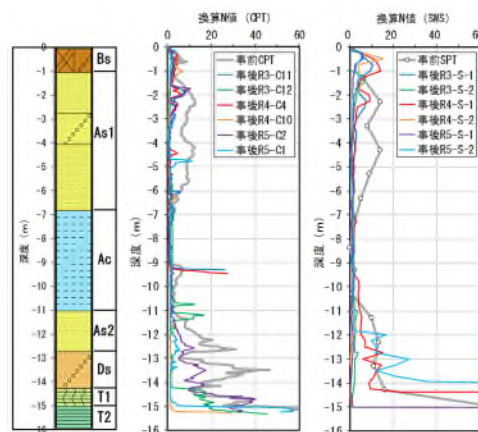


図-5 埋戻部の換算 N 値 (CPT・SWS) の深度分布

## 《引用・参考文献》

- 1) 柏尚稔他：既存杭を含む敷地における建築物の設計法構築に向けた実験及び解析検討 その1 研究の背景と目的, 日本建築学会学術講演梗概集, pp. 571-572, 2021.
- 2) 国土技術政策総合研究所：建築物と地盤に係る構造規定の合理化による都市の再生と強靱化に資する技術開発, 国総研研究報告 第76号, 令和7年1月.
- 3) 秦樹一郎他：既存杭を含む敷地における建築物の設計法構築に向けた実験及び解析検討 その13 既存杭撤去の影響を受けた地盤物性把握のための調査, 日本建築学会学術講演梗概集, pp. 547-548, 2023.