

近接工事施工におけるオープンシールド工法の適用性に関して

オープンシールド協会 ○中村 充博

1. はじめに

家屋等の重要構造物が近接している道路下や既設水路内に函体や開渠を埋設する場合、従来の開削工法（例えば鋼矢板土留め工法）では、周辺環境および地盤への影響が懸念される。そこで、本報告では狭隘部の函体敷設にて採用されるオープンシールド工法の概要と特長を概説後、鋼矢板土留め工法とオープンシールド工法の二次元平面ひずみ条件での FEM による線形弾性解析結果の例により、近接工事施工でのオープンシールド工法の適用性について述べる。更に、施工現場にて変位測定を行った結果についても報告を行う。

2. オープンシールド工法の概要

オープンシールド工法とは、開削工法やシールド工法に代わる施工方法で、函体・開渠を地中に埋設する工法である。主に、市街地、近接施工、硬質地盤、軟弱地盤、地下水のある地盤等を中心に、安全性はもとより経済性と環境に配慮した工法である。平成 27 年度末現在で 890 件を超える施工実績がある。

施工方法により、裏込注入タイプ (NOS I 型)、裏込注入なしタイプ (NOS II 型)、推進タイプ (NOS III 型)、自走タイプ (NOS V 型) の 4 つのタイプがあり、様々な施工条件において、これらのタイプの使い分けを行っている。本稿では、裏込注入タイプ (NOS I 型) について述べる。(以下、オープンシールド工法という。)

オープンシールド工法は、上部が開放されたオープンシールド機 (以下、シールド機という。) を使用し、切羽内部をバックホウにより掘削・排土しながら、敷設した函体を反力としシールドジャッキによりシールド機を 1 函体長分掘進する。掘進と同時に発生するテールボイド (シールド機部材厚分) へは可塑状の裏込注入材を充填する (二次注入)。また、掘進と同時に函体上部の埋戻しも順次行う。1 函体長分を掘進後、シールド機テール部のスペースに函体を設置し、函体外側とテール部との間に裏込注入材を函体底部から充填する (一次注入)。以上の作業を繰り返して函体を敷設する工法である。

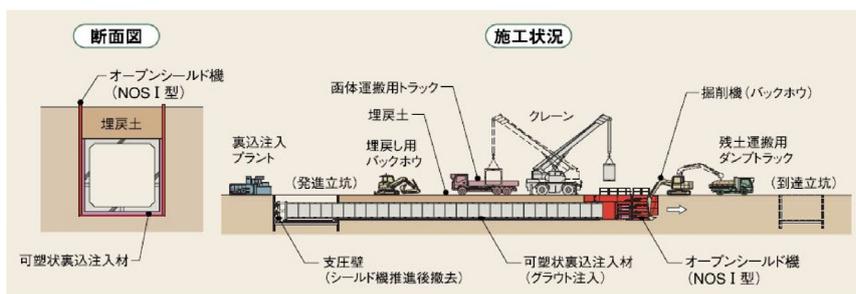


図-1 オープンシールド工法施工概要図



写真-1 オープンシールド機

3. オープンシールド工法の特長

以下に、狭隘箇所でのオープンシールド工法と開削工法（鋼矢板土留め工法）の概略比較の一例を示すことにより、本工法の特長を述べる。

- (1) シールド機幅は函体外幅+約 40cm 程度であり、鋼矢板土留め工法の施工幅（函体外幅+約 120cm 程度）と比較して施工幅が小さいため、狭隘部での施工が可能であり建設発生土量が少ない。
- (2) 鋼矢板工法特有の矢板の根入れが無く、鋼矢板の圧入や引抜作業に伴う地盤の乱れが少ないため、周辺地盤への影響が少ない。
- (3) 函体側部および底部の空隙部へは可塑状の裏込注入材の充填を即時に行うため、開削工法での函体側部の埋戻し材の転圧不足による埋戻し材の緩みが少ない。
- (4) シールド機は剛性が高いため、鋼矢板土留め工法にて使用する鋼矢板のたわみ量よりも少ない。
- (5) シールド機は側板と底板からなる土留め機構となるため、掘削基礎地盤のヒービング、ボイリングや地下水の流入が少なく、函体の敷設作業を安全にできる。
- (6) 開削工法と比較して短い施工帯で開口部が小さいため、転落災害や第三者災害等における安全性が高い。

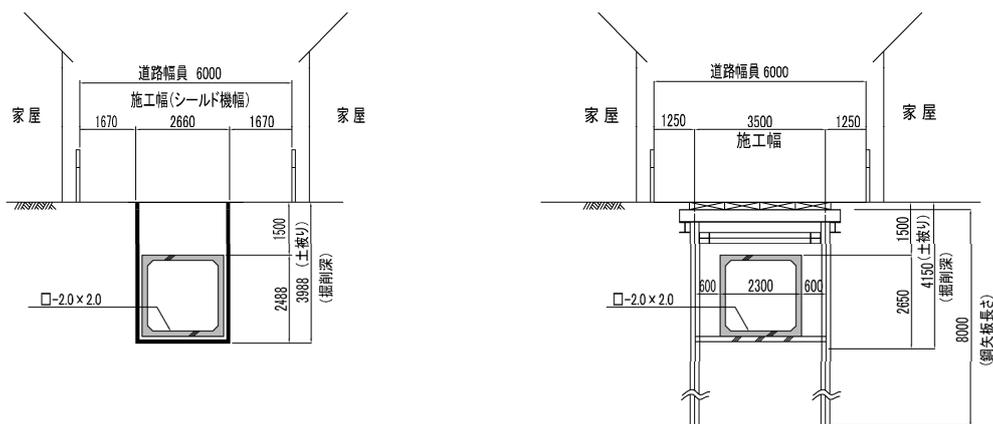


図-2 オープンシールド工法（左図）と開削工法（右図）の比較例図

4. FEM 解析によるオープンシールド工法と開削工法との比較

函体や開渠等のコンクリート構造物を地中に埋設する工事は、家屋等の重要構造物に近接して施工する事例が多くなっている。重要構造物に対して近接施工を行う場合、工事に伴う地盤変状の影響を定量的に把握し、評価する事が必要になってきている。地盤変状の予測を定量的に行う方法としては、FEM による数値解析が多く利用されている。以下に、オープンシールド工法と開削工法（鋼矢板土留工法）との FEM 解析結果の比較例を示す。

(1) オープンシールド工法の FEM 解析手法について

1) 解析手法について

FEM 解析によるオープンシールド工法における周辺地盤の変位量の予測として、地下トンネル工事に用いるシールド工法の手法を参考にする。

近接施工技術総覧¹⁾によると、シールド施工法による地盤変形の発生要因は、①切羽掘削の影響、②シールド部、③テールボイド部、④敷設済みセグメント部の4段階によって生じるものとされている。

また、シールド工事における FEM 解析は、二次元平面ひずみモデルによる地盤変状に及ぼす要因を応力解放率 α により代表させた応力解放率手法が多く用いられており、この応力解放率 α は、シールド工事では現場計測結果や文献等などの多くの実績により、その相関性が確認されている。

したがって、オープンシールド工法においても応力解放率 α を用いた二次元平面ひずみモデルによる FEM 解析を採用する。また、地盤変形の発生要因については、切羽掘削、函体敷設・裏込注入、函体上部埋戻しの各施工段階での影響が考えられ、次項に述べる解析ステップを設定する。

2) 応力解放率 α の算出方法と弾性係数 E の設定について

オープンシールド工法における応力解放率 α の算出は、オープンシールド工法の施工現場において、地表面の平面変位測定を行い、その結果から FEM による逆解析を行い、応力解放率 α を算出することとした。

地表面の平面変位測定は、図-3 に示すように測定箇所をあらかじめ定め、①切羽掘削時、②シールド機推進時、③函体敷設・裏込注入時、④函体上部埋戻し・施工完了時の各時点で、舗装や地盤等の目地開き量とその箇所でのシールド機からの離れを測定する。

これによって測定した値を、FEM 解析にて、①掘削、②函体敷設・裏込注入時、③函体上部埋戻し時・施工完了時と、各々のステップ毎において応力解放率 α を変えながら、地表面変位測定結果にほぼ近似するように、応力開放率 α の決定を行う。

弾性係数 E について山田ら²⁾ は、シールド機推進時の摩擦による地盤の乱れとして、トンネルの 1m 側方で孔内水平載荷試験を実施して求めた結果、施工後の弾性係数 E が施工前の弾性係数 E に比べ、1/2 程度となる結果であると示している。そのため、オープンシールド工法での FEM 解析においても、シールド機推進時の摩擦による影響等を考慮し、掘削時以降においてはシールド機側面から左右 1m は、地盤の弾性係数 E を 1/2 に低減するものとした。

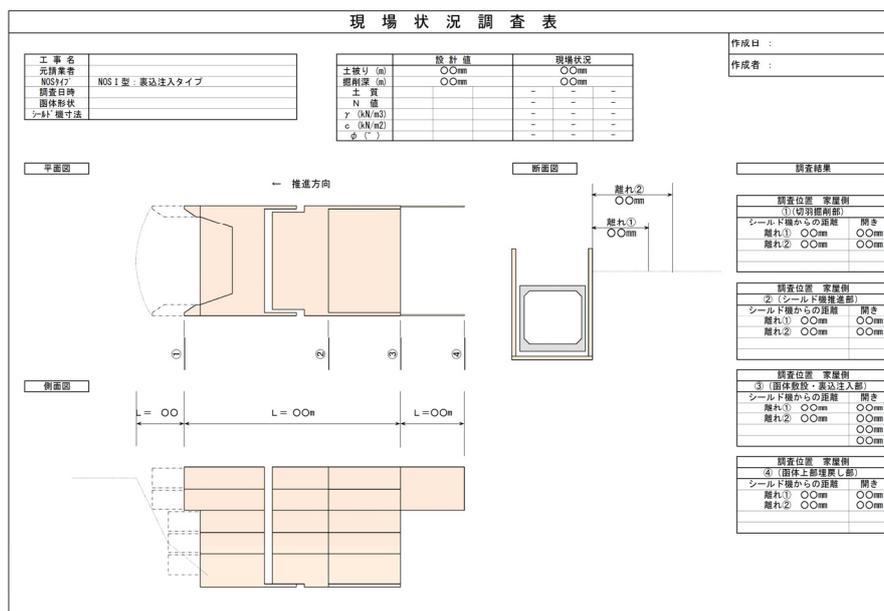


図-3 地表面の平面変位測定図

(2) 開削工法の FEM 解析手法について

FEM 解析での開削工事における周辺地盤の変位量の予測方法としては、①土留め工と地盤とを一体とし、掘削前の初期応力と施工段階に応じて開放する逐次解析による方法、②弾塑性法により別途求めた土留め壁の変位を強制変位として与え解析する方法がある。本解析においては後者の方法を採用した。なお、土留め壁に使用する鋼矢板の圧入や引抜に伴う地盤への影響は考慮しないものとした。

(3) FEM による解析例

1) 解析条件

以下に、オープンシールド工法と開削工法の解析条件を示す。

① 解析地盤

函体敷設工事におけるオープンシールド工法と開削工法での影響量を検証するため、二次元平面ひずみ条件での線形弾性解析手法による FEM 解析を、砂質土地盤のケース（以下、Case-1）と粘性土地盤のケース（以下、Case-2）の 2 ケースについて解析を行った。なお、FEM 解析ソフトは、2D- σ （柵地層科学研究所）を使用した。

② 解析領域の境界条件

解析領域の境界条件については、側方境界は水平方向の変形のみを拘束し、下方境界は、水平方向と鉛直方向の変形を拘束した。水平方向の境界は、掘削深さの 3 倍程度を見込み、鉛直方向の境界は、掘削深さの 2.5 倍程度を見込むものとした。

③ 解析ステップ

オープンシールド工法での解析ステップは、施工前の状況（現況）における初期応力解析（ステップ 1）、次に $\alpha_1\%$ の応力を解放させた掘削（ステップ 2）、次に $\alpha_2\%$ の応力を解放させた函体敷設・裏込注入（ステップ 3）、最後に函体上部埋戻しにて残りの応力を全て解放させる 4 ステップ方式を用いた。また（1）項で述べたように、掘削時以降のステップにおいて、シールド機側面から左右 1m は、地盤の弾性係数 E を 1/2 に低減するものとした。

開削工法での解析ステップは、オープンシールド工法と同様に、ステップ 1 にて初期応力解析を行った後、ステップ 2 での掘削解析時において、弾塑性法により別途求めた土留め壁の土留め壁の変位を強制変位として与え、ステップ 3 にて函体敷設・埋戻しを行う 3 ステップ方式とした。

④ 解析図および物性値

各ケースにおける解析図および物性値を、図-4、図-5 に示す。ポアソン比に関しては、トンネル標準示方書³⁾の地盤諸定数の数値を採用した。弾性係数 E に関しては、トンネル解析での実績の多い $E=700\text{N}$ を採用した。オープンシールド工法における応力解放率 α は、本検討条件に近い逆解析による砂質土地盤および粘性土地盤の各ステップでの応力解放率 α の実績より、Case-1 では、ステップ 2 の掘削時において $\alpha_1=35\%$ 、ステップ 3 の函体敷設・裏込注入時において $\alpha_2=35\%$ 、ステップ 4 の函体上部埋戻し・施工完了時にて残り $\alpha=30\%$ とした。Case-2 では、ステップ 2 の掘削時において $\alpha_1=15\%$ 、ステップ 3 の函体敷設・裏込注入時において $\alpha_2=25\%$ 、ステップ 4 の函体上部埋戻し・施工完了時にて残り $\alpha=60\%$ とした。

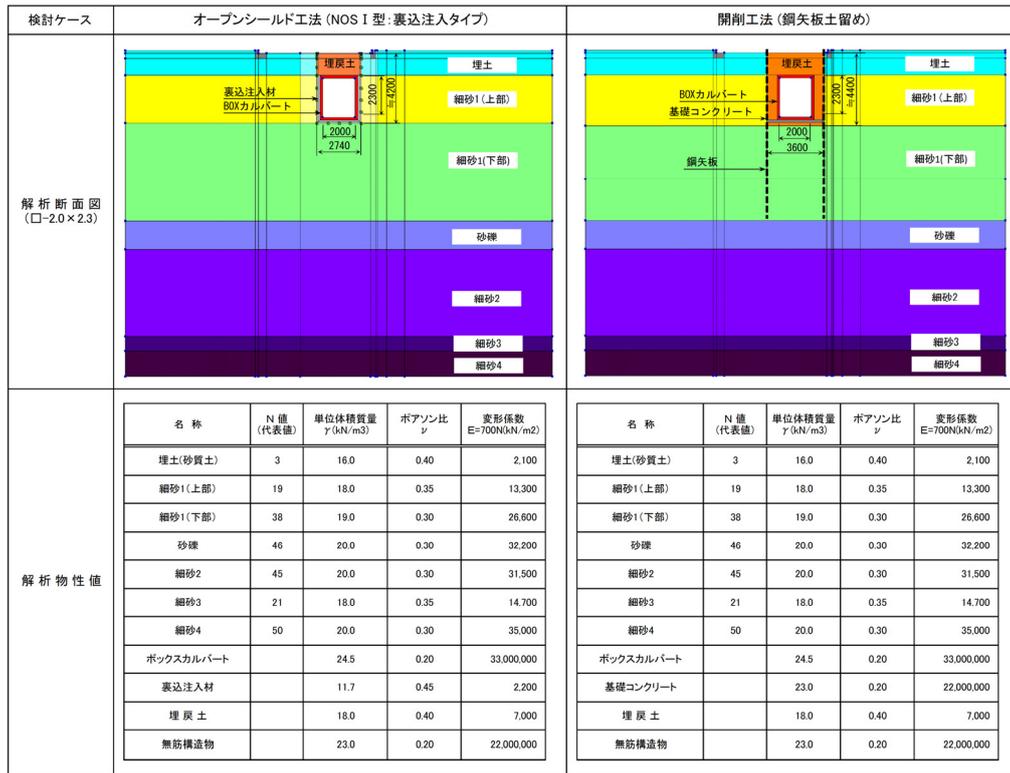


図-4 Case-1 (砂質土地盤) での解析図および解析物性値



図-5 Case-2 (粘性土地盤) での解析図および解析物性値

2) 解析結果および考察

Case-1 および Case-2 におけるオープンシールド工法と開削工法の施工終了時での FEM 解析結果図および累計水平変位量を図-6、図-7 に示す。水平変位量の負号と方向は、「+」は右方向への変位、「-」は左方向への変位である。また、図中に表記した水平変位量の測定値は、敷設函体の側壁部から 1.0m、1.5m、2.0m、2.5m での地表面での数値を示した。

Case-1 では、オープンシールド工法の水平変位量の最大値は、函体側壁部から 1.0m の位置において 6.7mm であり、開削工法では、同位置で 24.9mm の結果となった。また、オープンシールド工法の水平変位量の割合は、開削工法と比較して約 25% 程度の結果となった。

Case-2 では、オープンシールド工法の水平変位量の最大値は、函体側壁部から 1.0m の位置において 5.5mm であり、開削工法では、同位置で 42.7mm の結果となった。また、オープンシールド工法の水平変位量の割合は、開削工法と比較して約 12% 程度の結果となった。

これらの結果から、Case-1 および Case-2 のどちらの結果においても、オープンシールド工法は開削工法と比較して変位量が小さい結果となった。

また、Case-2 の N 値が低い粘性土では、開削工法の鋼矢板の変位量が大きいため、オープンシールド工法と比較して変位量の割合が大きくなっていることが分かる。

このように、オープンシールド工法が開削工法より周辺への影響が小さい結果となるのは、剛構造のシールド機で土留めを行いながら函体を敷設すること、シールド機推進とのバランスをとりながら切羽地山の掘削を行うこと、函体底部および函体両側部外周を裏込注入材で即時充填することにより周辺地山の緩みを小さく抑えることができることなどによるものと考えられる。

以上より、FEM 解析の計算結果から、オープンシールド工法は開削工法と比較して変位量が小さく、近接施工において適していると考えられる。

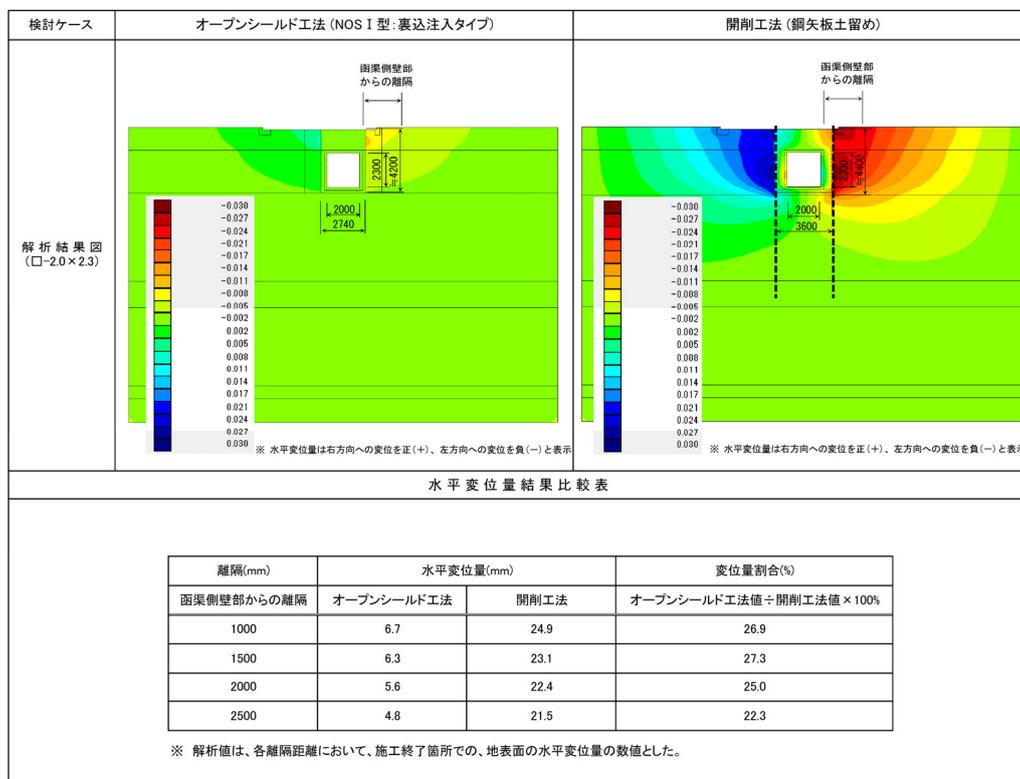


図-6 Case-1 (砂質土地盤) での FEM 解析結果

および函体側壁部から各離隔距離における地表面の水平変位量と変位量の割合

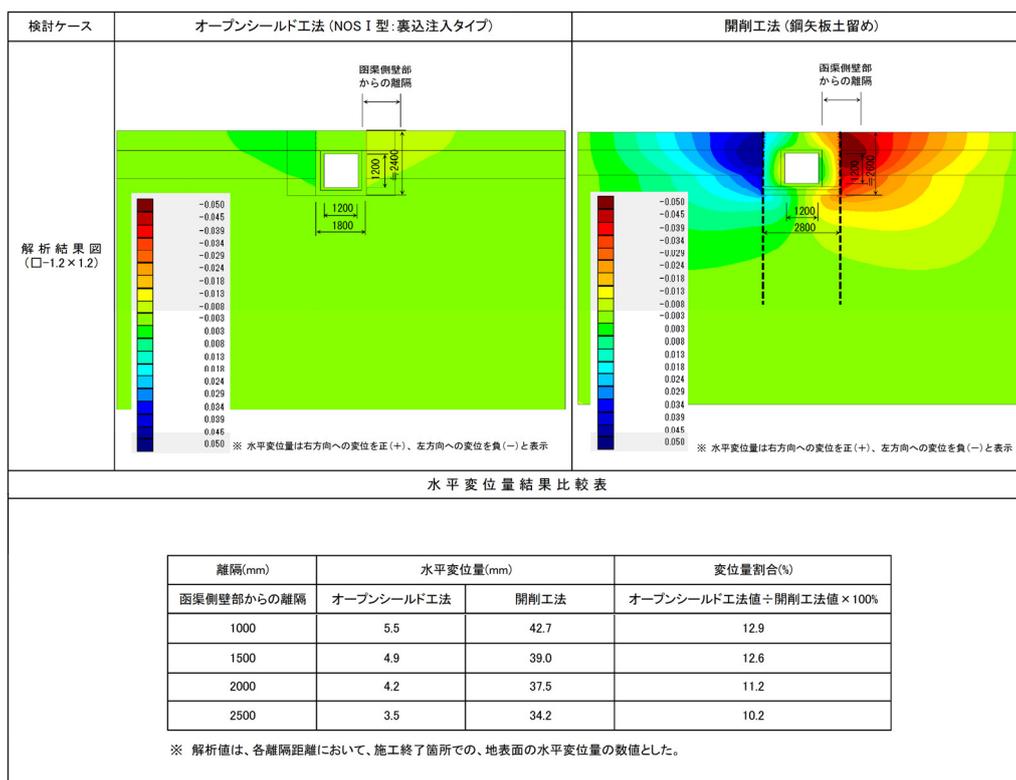


図-7 Case-2 (粘性土地盤) での FEM 解析結果
および函体側壁部から各離隔距離における地表面の水平変位量と変位量の割合

5. 施工現場におけるオープンシールド工法での変位結果の報告

以下に、4 章にて述べたオープンシールド工法の各ケースでの FEM 解析結果と、施工現場において実測した地表水平変位との比較結果を述べる。施工現場にて測定した地表面の水平変位量と、FEM 解析にて算出した水平変位量の計算結果の比較を、図-8 に示す。

施工現場での測定は、施工完了箇所において、図中に表記したシールド機側部からの離隔位置において地表面の目開き量を測定した。この目開き量を FEM 解析値での水平変位量として比較を行った。

結果より、Case-1 に関しては、FEM 解析値と現場測定値の結果の差は 0.2~0.4mm 程度と近い値となった。Case-2 に関しては、FEM 解析値と現場測定値の結果の差は 0.7mm 程度なり、Case-1 と比較して 2 倍近い開きとなった。ただし、Case-1 および Case-2 とも施工現場の変位量は、FEM 解析値と比較して小さい値となった。

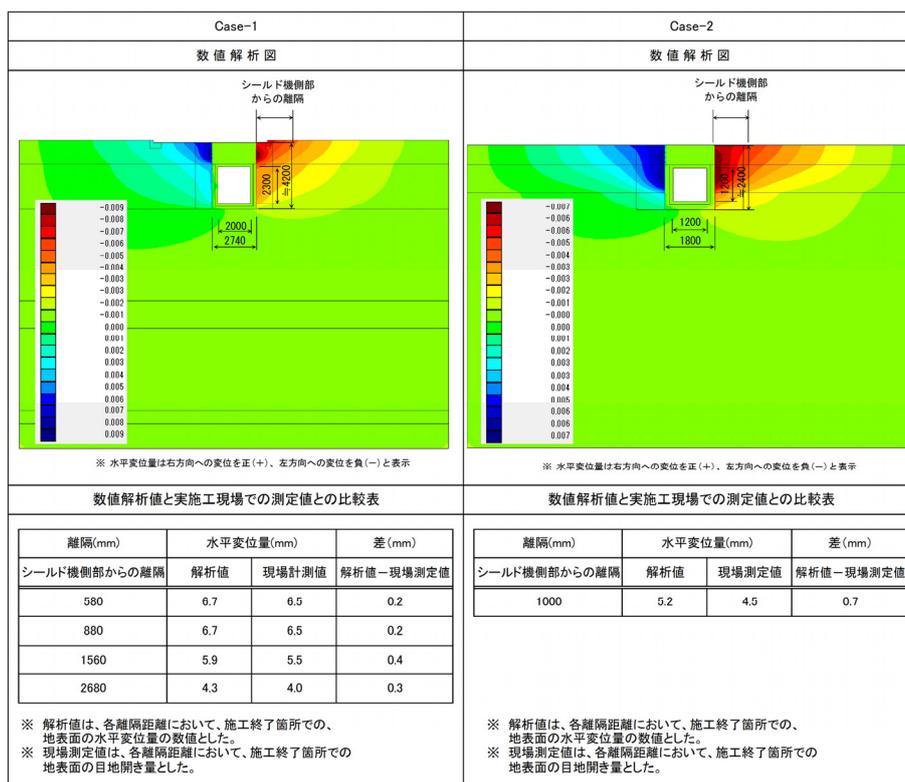


図-8 Case-1 (砂質土地盤)、Case-2 (粘性土地盤) でのオープンシールド工法における FEM 解析結果と施工現場における測定値との比較

6. まとめ

- ・ FEM 解析によるオープンシールド工法と開削工法（鋼矢板土留工法）との比較例より、本工法は開削工法と比較して周辺地盤への影響は小さく、家屋等の重要構造物の近接工事での施工工法として適していると考えられる。
- ・ オープンシールド工法で設定した応力解放率を用いた二次元平面ひずみ条件での線形弾性解析手法による FEM 解析値と実測した地表面変位量とは若干の差はあるが、ほぼ実測値に近い値となった。
- ・ 本工法においては、今後さらに施工現場における計測データ収集と解析の蓄積および関連文献の調査等を行い、適切な解析モデルと応力解放率の設定により、解析値と実測データとの相関性を深めていく予定である。

7. 参考文献

- 1) 近接施工技術総覧 (1997年3月) : (株)産業技術サービスセンター
- 2) 山田孝治, 吉田保, 間片博之, 橋本定雄 : 沖積地盤におけるシールド掘進に伴う地盤変状とその予測解析に付いて, 土木学会論文集, 第373号/VI-5, 1986年9月
- 3) トンネル標準示方書-開削工法編-同解説 (平成8年度版) : 社団法人 土木学会

地盤の液状化を考慮した池状構造物の二次元動的的非線形解析事例

中日本建設コンサルタント(株) 正会員 ○原田尚慶

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震や2004年に発生した新潟県中越沖地震において、構造物の目地部の破損や埋設管の離脱等の液状化による被害が顕著であった。また、既往の地震被害においても、液状化現象により多くのライフライン施設が被害を受けた。

これらの背景より、液状化発生の防止目的として地盤改良等による対策方法が検討されているが、補強方法は限られており、その対策に膨大な費用を要することが財政面において困難とされる。また、施設の配置状況によっては施工困難な場合があるため、現実的には困難である。

対策方法の検討が進む一方で、液状化現象により、液状化層が地中構造物に対して免震効果が期待できることから、構造物に発生する応力の低減を期待できる研究も進んでいる。

そこで本事例では地中構造物を対象とし、地盤の液状化を考慮した構造物～地盤の連成モデルによる二次元動的的非線形解析手法により耐震性能を評価するとともに、構造物に発生する最大応力の発生時間に着目し、液状化地盤の免震効果について報告する。

2. 既往研究概要

添田¹⁾らは、振動台上に設置した土層(長さ88×幅39×深さ50cm)を加振する模型実験にて、入力加速度が液状化層を通過することにより、構造物への加速度が低減されることを確認し、液状化層の免震効果を明らかにした。

また、吉澤²⁾らは液状化地盤に構築された施設の更新・耐震化を合理的に進める設計手法として地盤応答解析を実施し、液状化層を通過する入力加速度が地表面に至る過程において大幅に低減されることを確認し、液状化層の免震効果により、耐震補強の規模縮小につながることを報告している。

3. 対象施設概要

対象施設は、上載土700mmを有する3池から構成される地中構造物であり、全有効容量50,700m³の浄水池である。表-1に対象施設の概要を示し、平面図及び断面図を図-1、図-2に示す。

表-1 対象施設概要

構造寸法	幅92.40m×長110.0m×深8.30m
全有効容量	50,700m ³
池数	3池
材質	鉄筋コンクリート
基礎形式	直接基礎

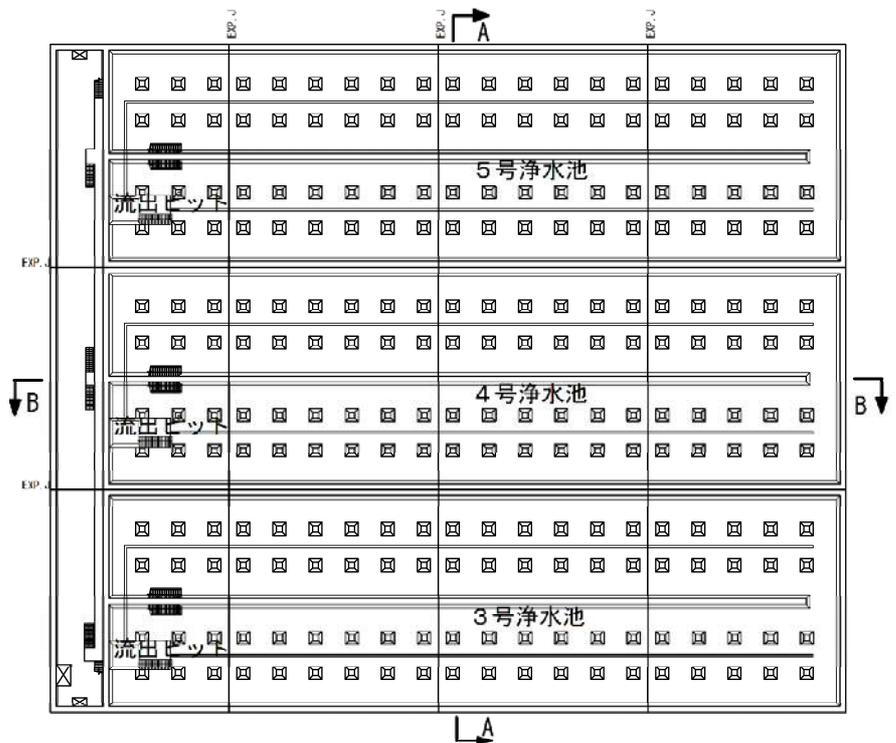


図-1 平面図

Two-dimensional nonlinear dynamic analysis case of a structure like pond who considered liquefaction of foundation:
Takanori Harada (Nakanihon Engineering Consultants Co)

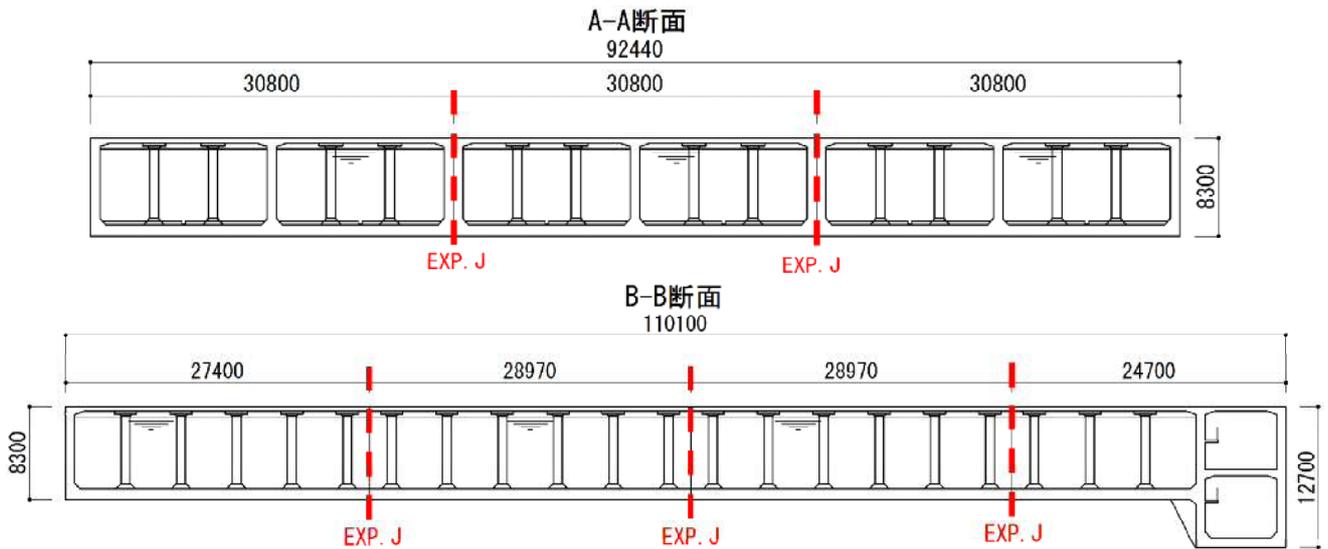


図-2 横断 (A-A 断面) 及び縦断 (B-B 断面) 図

4. 解析モデルの考え方

(1) 液状化層の分類

本事例は動的非線形解析を採用し、繰返し計算実施による収束値を求めることから、液状化特性値を砂層全体にパラメーターとして与えることは計算が煩雑になる。よって、今回は、計算の安定性と計算速度向上のために、事前に FL 法（「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成 24 年 3 月」に準拠）により、液状化層と非液状化層の分類を行った。

土層の解析モデルは双曲線モデルとし、FL 法により液状化層と判定された土層の非線形性については、液状化パラメーターを追加した。

(2) モデルの考え方

本事例における解析モデルの考え方を図-3 に示し、連成モデルのイメージを図-4 に示す。

モデル化に際し、地盤については前述に示すとおり液状化層と非液状化層に分類し、FEM 要素を採用した。

また、構造物については二次元の非線形特性を有する梁要素とし、B-B 断面の側壁は、三次元モデルを等価な二次元モデルに置き換え、単位奥行幅のモデル化を行った。伸縮目地部については非線形バネ要素によりモデル化した。

ここで、解析における境界条件は、構造物の振動又は地盤の不規則構造により生じる散乱波が、モデル内にて反射を繰り返すことにより膨大な解析時間を要し、解析が収束しない

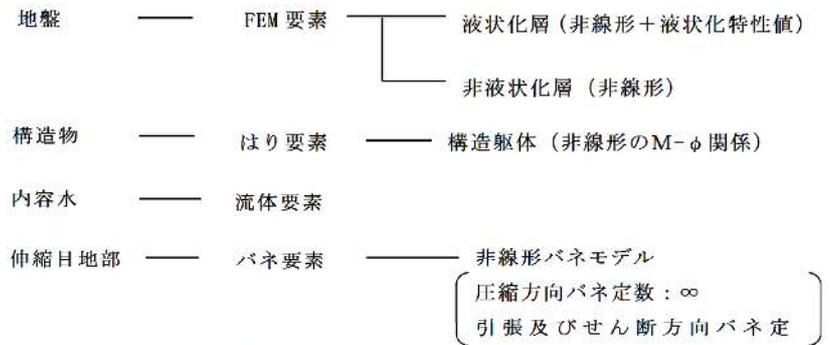


図-3 解析モデルの考え方

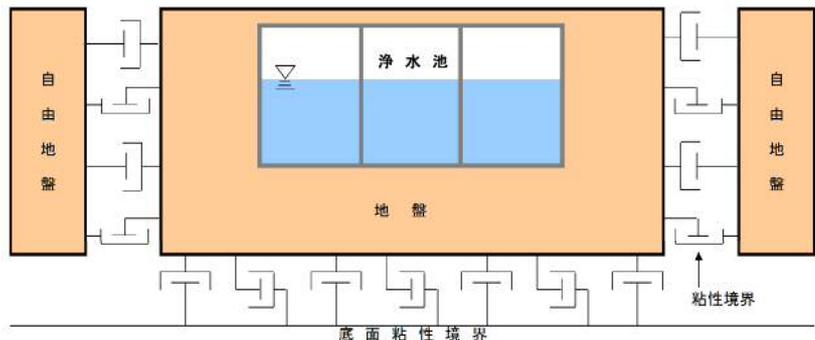


図-4 構造物～地盤の連成モデルのイメージ

状態が想定されることから粘性境界を採用した。解析範囲（側方境界の離隔）は、構造物幅と同程度及び1/3範囲を両側に確保することにより解析結果にそれほど差異が生じないという既往研究成果³⁾から、構造物の両側に1D程度確保することとした（D：構造物幅）。

地盤構成としては、対象構造物直下（3号池及び4号池）に地盤改良層が位置する。また、5号池側は丘形状であり、3号池側面は液状化層にて構成されている。これらを踏まえた構造物～地盤の連成モデル（横断及び縦断）を図-5、図-6に示す。

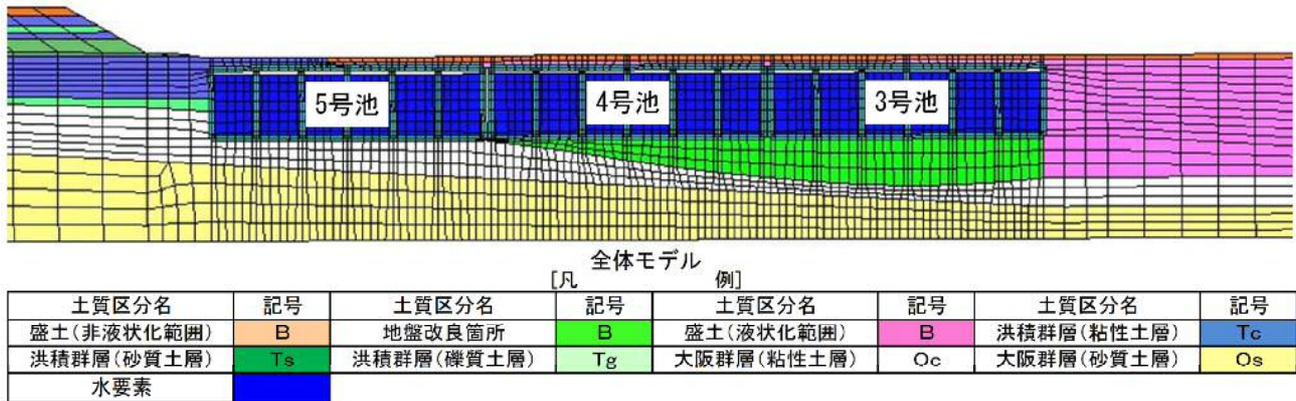


図-5 地盤と構造物一体モデル（横断図）

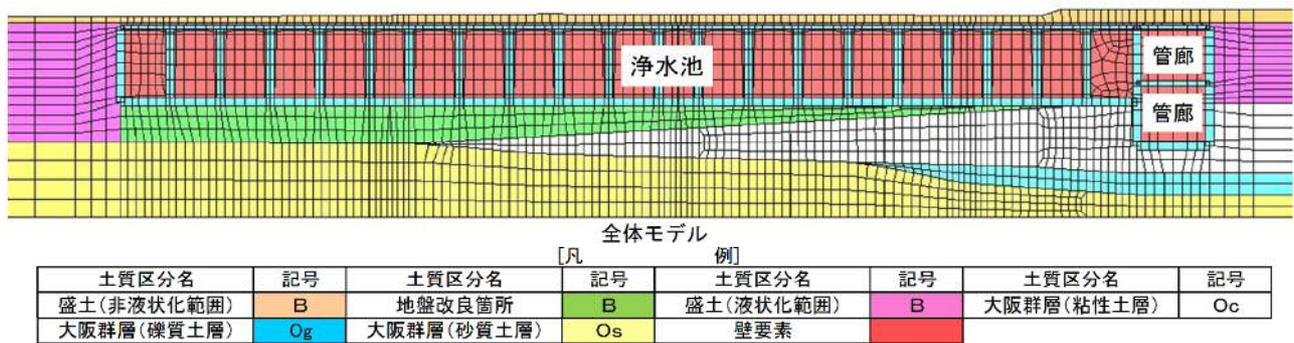


図-6 地盤と構造物一体モデル（縦断図）

5. 地盤応答解析による入力地震動の設定

(1) 想定地震動

対象地域で考慮すべき想定標準地震動（レベル2地震動）は、表-2に示す6つの地震波形が想定されている。

表-2 対象地域で考慮すべき想定標準地震動

内陸直下型地震	生駒断層帯地震（NS及びEW波）
海溝型地震	東南海・南海地震（NS及びEW波）
	南海トラフ巨大地震（NS及びEW波）

本事例では、6波形に対する検討を実施するのではなく、1波形に限定して解析を行う。なお、本施設は地中構造物であり動土圧の影響が支配的となることから、底板下端と頂版上端位置における相対変位量が最大となる地震波を選定することにした。

相対変位量の算出方法として、地盤応答解析（等価線形解析及び非線形解析）を実施した。

(2) 地盤応答解析方法

地盤応答解析では、はじめに表-2に示す地震波形に対し、等価線形解析（SHAKE）を実施した。次に、得られた結果の内せん断ひずみが1.0%を超える値を示したケースについては、別途非線形解析（H-Dモデル）を実施した。ここで非線形解析を用いた理由について述べる。一般的に対象地盤に軟弱地盤が介在する場合、その地盤箇所においてせん断ひずみが1.0%を超える値を示すことがある。よって、1.0%以上のせん断ひずみが発生した場合、地盤が破壊した状態となることから、破壊箇所より浅い所に位置する地盤の結果値は信

頼することが難しく、等価線形解析が適用できないためである。

今回の解析において、せん断ひずみが1.0%を超過したケースは生駒断層帯地震（NS波形及びEW波形）の2ケースであったため、同波形についてのみ非線形解析を実施した。

(3) 地盤応答解析結果と入力地震動の設定

想定標準地震動における地盤応答解析結果を表-3に示す。地盤応答解析結果より、構造物の底版下端と頂版上端位置の相対変位量を算出した結果、「生駒断層帯地震（NS波形及びEW波形）」の相対変位量が他の地震動と比較し大きくなった。

図-6に、生駒断層帯地震のNS波形とEW波形の相対変位量図を示す。同図より、EW波形がNS波形より大きな値を示すことが理解される。

ここで、レベル2地震動として設定した入力地震動（生駒断層帯地震EW波形）の地震エネルギーの妥当性を検証するため「水道施設耐震工法指針・解説 2009年版」⁴⁾（以降水道耐震）のⅡ種地盤における加速度応答スペクトルと今回設定した生駒断層帯地震EW波形の加速度応答スペクトルの比較を行った（図-7）。

また、参考として生駒断層帯地震NS波形も比較した。

同図より、池状構造物の一般的な構造物固有周期0.1~1.0secの範囲内において採用したレベル2地震動（生駒断層帯地震EW波形）は、水道耐震に示されたレベル2地震動の波形と比較して大きな乖離がないことが確認できたため、レベル2地震動クラスの入力地震動の設定としては妥当であると判断した。

表-3 レベル2地震動における相対変位量の比較

No.	地震動名称	方向	加速度(gal)		
			基盤面入力最大加速度 gal (cm/sec ²)	底版と頂版の相対変位量 (mm)	地表面応答最大加速度
1	生駒断層帯地震	NS	958.0	53.0	500.307 (1.50%)
		EW	1590.0	65.0	539.414 (1.601%)
2	東南海・南海地震	NS	230.0	6.8	262.110 (0.105%)
		EW	154.0	5.0	191.380 (0.0790%)
3	南海トラフ巨大地震	NS	173.0	5.9	182.520 (0.0840%)
		EW	383.0	12.5	458.500 (0.225%)

※1 一覧表に示される()内数値は最大せん断歪を示す

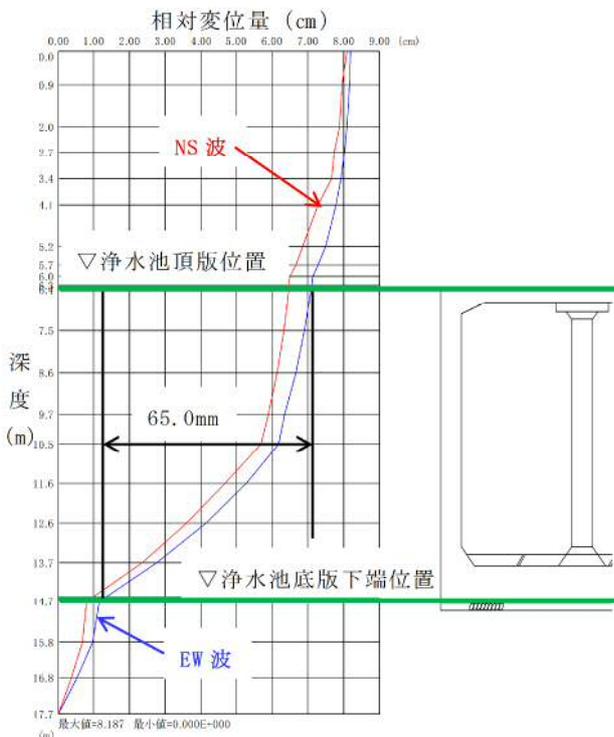


図-6 生駒断層帯地震の相対変位量図

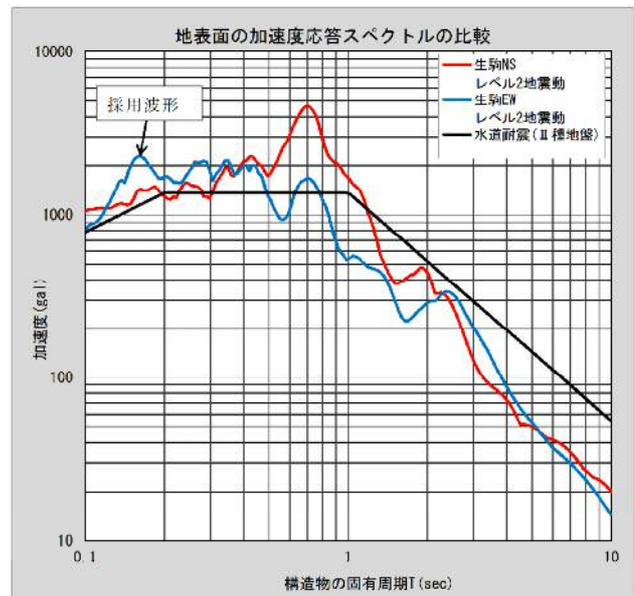


図-7 水道施設耐震工法指針（Ⅱ種地盤）と生駒断層帯地震の応答スペクトルの比較

6. 耐震性能照査方法

水道耐震におけるレベル2地震動の応力照査方法は、図-8に示すように限界状態設計法による終局耐力照査 (M_u) である。

しかし、本施設の浄水池は高度な水密性及び耐震性が要求される施設であることから、自治体の照査基準に基づきレベル2地震動の耐震性能照査を鉄筋の降伏耐力 (M_y) にて照査を行った。

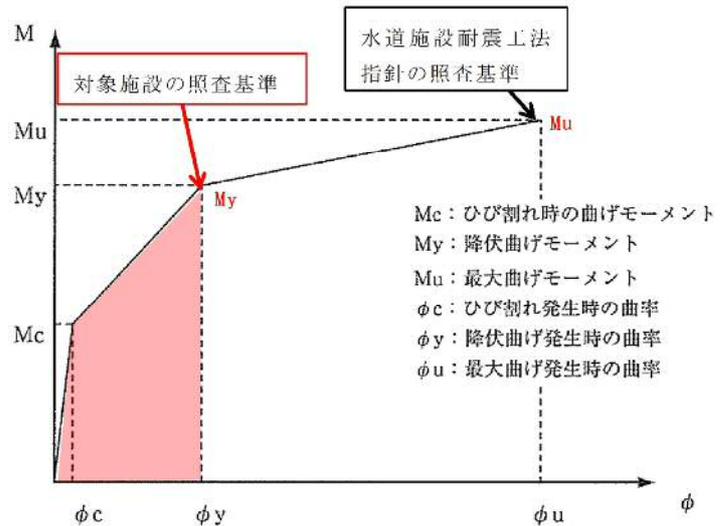


図-8 曲げ耐力の照査基準値の考え方

7. 構造物の動的解析の結果

レベル2地震動における動的解析結果に基づく断面照査の結果、柱上下端部の発生曲げモーメントが照査値 (M_y) を超過する結果が多く見られた。ここで、断面照査結果に基づく耐力不足箇所の断面図を図-9に示す。

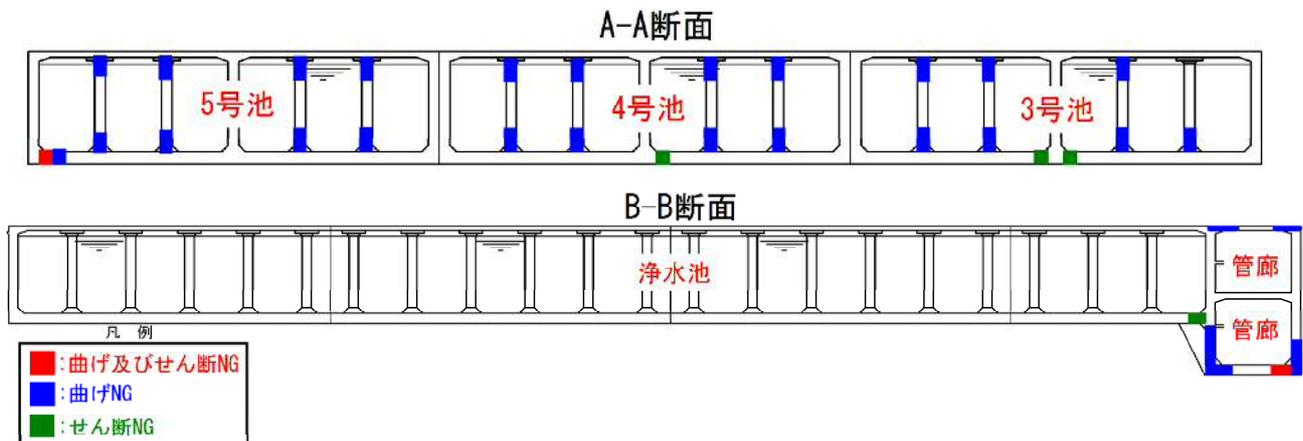


図-9 耐力不足箇所位置図 (横断面 (A-A 断面) 及び縦断面 (B-B 断面))

8. 構造物の動的解析結果に対する考察

構造物の動的解析に用いた入力地震動の生駒断層帯地震 (EW 波) を図-10に示す。

同図より、地震の大きな揺れは約 8.0 秒から開始し、約 12.0 秒あたりに振幅が大きくなっており、継続時間はそれほど長くない。

ここで、図-5における解析モデルでは5号池側の地山が丘形状であり、3号池の側壁に接する地盤は液状化対象層となっていることを考慮し、両池に接する地盤挙動に着目する。また、本事例では冒頭で述べたように、液状化地盤の免震効果による構造物への影響を評価することから、図-4に示す3号池側の液状化対象層の過剰間隙水圧比に着目した。

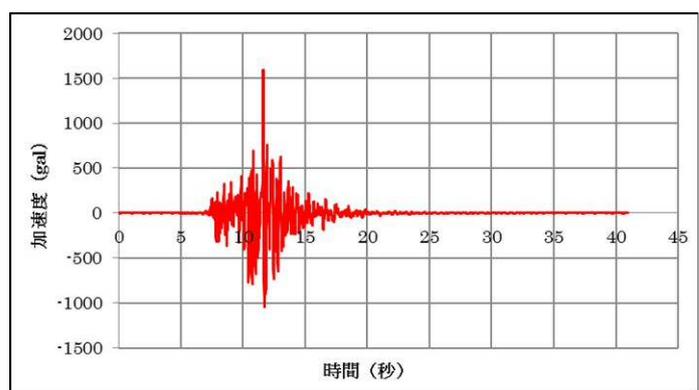


図-10 生駒断層帯地震波形 (EW 波)

過剰間隙水圧比図を図-11に示す。同図より、主要動開始の約 8.0 秒から過剰間隙水圧比が急激に上昇し、大きく波を打ちながら、地震波形の最大振幅あたりの約 12.0 秒付近より、過剰間隙水圧比がほぼ 1.0 となり、地震終了まで一定の値を示すことから、対象地盤が液状化していることが読み取れる。また、図-12に示す5号池及び3号池の地盤に接する側壁上端部の最大曲げモーメントの発生時刻に着目すると、5号池側は 12.62

秒、3号池については8.31秒に発生している。

ここで、同図より、5号池は入力地震動が最大加速度を示す時刻と、側壁に発生する最大曲げモーメントの発生時刻がほぼ同時刻となるが、液状化層が隣接する3号池については最大加速度位置より数秒早く側壁に最大曲げモーメントが発生する。

仮に、地盤モデルが成層モデルかつ構造モデルが左右対称であるならば、最大加速度発生時刻と最大曲げモーメント発生時刻が近くなることが予想される。本事例における解析モデルでは、構造モデルについては左右対称であるが、地盤モデルについては左右非対称であり、なお且つ液状化層を含む複雑な地層構造であるため、最大応力発生時刻が異なる結果となった。このような時刻差は、3号池の側壁に接する地盤が、図-10に示す入力地震動の

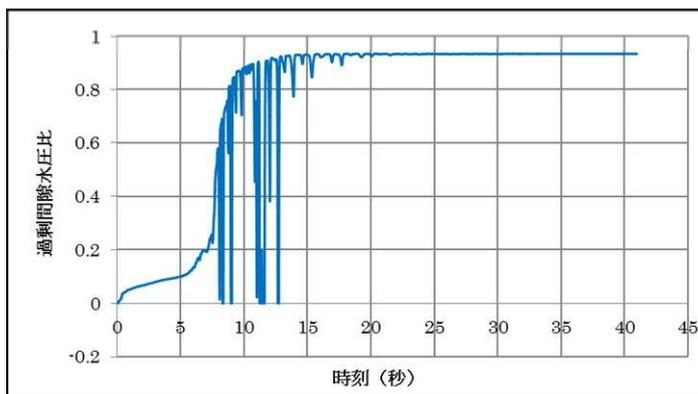


図-11 過剰間隙水圧比

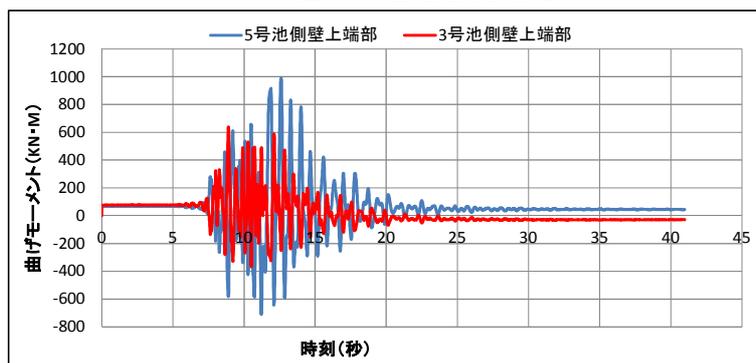


図-12 5号池及び3号池側壁上端部の発生応力時刻歴

8.0秒あたりから既に液状化が発生していると考えられ、その液状化発生による地盤の剛性低下により入力地震動の最大振幅を示した時間帯においても側壁に発生する曲げモーメントは増幅されなかったと推測される。

以上を踏まえ、本事例では、構造物の側壁に発生する最大曲げモーメントの時間と、その後の入力地震動の振幅及び継続時間並びに過剰間隙水圧比に着目し、液状化層による免震効果を確認できたと判断した。

9. おわりに

構造物～地盤の連成モデルによる二次元動的非線形解析を実施した結果、レベル2地震動時における発生応力が降伏耐力値を超える箇所が多数発生し、耐震補強が必要となる結果が得られた。これは、レベル2地震動時の許容値を鉄筋の降伏耐力以下に設定していることが起因していると考えられる。

本事例では、液状化層による免震効果の発生を確認できたことから、構造物への加速度入力の低減が考えられ、耐震補強量が液状化を考慮しない場合と比較し、減少していると推測される。

今回は、液状化層による免震効果にて構造物への発生応力低減について確認できたが、全応力解析結果（液状化を考慮しない）と比較し、どの程度低減できたかについては不明である。

今後は、同じ解析モデルによる有効応力解析結果（液状化を考慮）と全応力解析結果（液状化を考慮しない）の比較を行い、液状化地盤が構造物へ与える応力について定量的な評価・分析を行うことで、同様な解析に対して有効かつ効果的な手法を提案していきたい。

参考文献

- 1) 添田裕友・大川秀雄・保坂吉則・神立秀明：液状化層による免震効果の基礎的検討。
- 2) 吉澤源太郎・野々内幹夫・岩田晴之・鈴木淳也：液状化地盤にある浄水処理施設の耐震補強設計法。
- 3) 日本大学 理工学研究所 環境・防災都市共同研究センター
プロジェクト I-6 防災都市構築における地域耐震性能評価に関する研究 平成19年度成果。
- 4) 社団法人日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説 2009年版 I 総論。

間伐による森林機能改善の評価に関する基礎的研究

岐阜工業高等専門学校・環境都市工学科 国際会員	吉村 優治
岐阜工業高等専門学校・環境都市工学科 技術職員	○山川 奈巳
恵那市（岐阜工業高等専門学校専攻科修了生）	田中 麻里
大垣工業高等学校（岐阜工業高等専門学校卒業生）	佐藤 芳樹
国土交通省中部地方整備局（岐阜工業高等専門学校卒業生）	加藤 凡貴
中部電力株式会社（岐阜工業高等専門学校卒業生）	荻谷 侑亮

1. はじめに

わが国の国土に占める森林面積の割合は67%であり、森林資源の豊富な国である。その森林の67%のうち40%は木材の生産を目的として植林されたスギやヒノキなどの人工林である。森林の主な機能は、土砂災害防止、洪水や渇水の緩和、生態系保全、二酸化炭素吸収などがある。このように多機能な性質を持つ森林だが、地形が急で作業が困難である、林業者の高齢化に伴い人材不足である等の理由により林業が衰退し、森林の整備がされず、本来森林がもつ機能を発揮できないでいる。整備が不十分な森林は、木々の間隔が狭くなり、光が差し込まない。したがって、低木や草木が育たず、雨滴が直接土に影響し、土砂災害につながる恐れがある。森林が本来の機能を発揮するためには、間伐などによる森林整備を行う必要がある。

本研究の目的は、地元岐阜県における森林の状態、土壌の様子、光合成のしやすさ、地盤の強度等を調査し、間伐林と未間伐林で比較することで、間伐による森林の機能改善を評価することである。

岐阜県は、図-1のように岐阜県は10地域に分かれており、20の森林組合からなる。主な調査は平成23

年～25年に、岐阜地域は本巣市神海の間伐後13年経過した森林、揖斐地域は間伐後1年経過した揖斐郡谷汲柏葉谷の森林、恵那地域は中津川市加子母の間伐後の経過年数が異なる森林および同地域の未間伐林、郡上地域は郡上市美並の間伐後の経過時間が異なる森林について実施した。

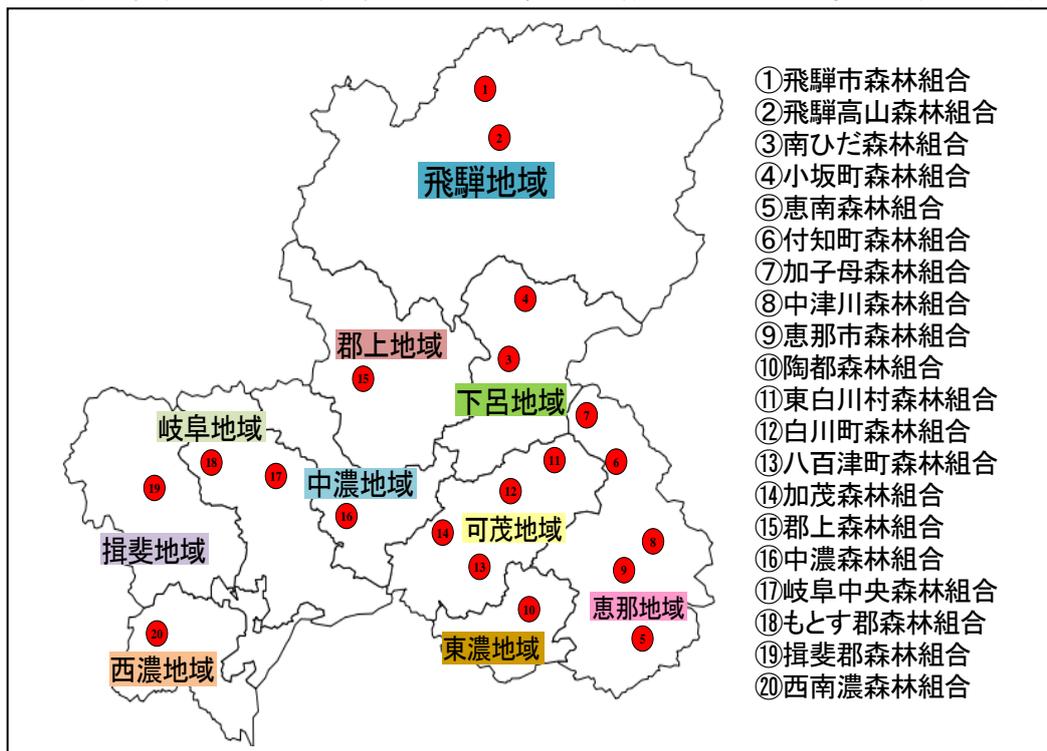


図-1 岐阜県内の森林組合

本報では、主に間伐林と未間伐林が同一斜面にある加子母の調査について報告する。

A Fundamental Study on Evaluating Functional Improvement by Forest Thinning ; Yuji YOSHIMURA, Nami YAMAKAWA(National Institute of Technology ,Gifu College),, Mari TANAKA(Ena City), Yoshiki SATO(Ogaki Technical High School) , Namiki Kato (Chubu Regional Bureau, Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism) , Yusuke Kariya (CHUBU Electric Power Co.Inc..)

表-1 森の健康診断結果

調査場所	本巢市神海				揖斐郡谷汲柏葉谷				中津川市加子母			
	No.	H23-01	H23-02	H23-03	H23-04	H24-01	H24-02	H24-03	H24-04	H24-05	H24-06	H24-07
整備状況	間伐		未間伐		間伐		未間伐		間伐	未間伐	間伐	未間伐
間伐後経過時間	約13年				約1年				約10年		約3年	
測点番号	A	B	A	B	1	2	A	B	2	3	5	5
林分形状比 [※]	72.7	71.7	71.4	50.0	112	97.9	119	113	63.1	108	67.3	95.5
混み具合(%) ^{※※}	20.33	17.01	12.55	22.21	13.2	14.4	11.1	10.5	22.7	16.6	25.0	21.4

※ 林分形状比		70未満:適正	70以上85未満:やや危険	85以上:危険性が高い
※※混み具合	20%以上:本数が少ない	20%未満17%以上:適正	17%未満14%以上:過密	14%未満:超過

2. 森の健康診断

森林の状態を把握するため、森の健康診断¹⁾を実施した。ここでは、林分形状比と混み具合の2つの観点から森林を評価する。林分形状比は、樹高を直径で割ったものであり木の細長さを、混み具合は一定面積内の木の本数を表す数値である。表-1に各森林の診断結果を示す。

(a) 神海では、間伐林の林分形状比が「やや危険」となった。神海は10年以上前に間伐を行っているため、木が上方へ成長したためと考えられる。また、間伐林の調査地点 H23-01 の混み具合調査の結果が「木の本数が少ない」になった。これは作業者の勘に頼って間伐を行ったため、木を切りすぎてしまったと考えられる。しかし、これはあと何年か経てば樹木が成長し、樹高が高くなるため、適正になると考えられる。未間伐林の調査地点 H23-03 は、林分形状比「やや危険」、混み具合「超過密」と診断されたため、適正な値になるよう間伐を行う必要がある。

(b) 谷汲の林分形状比は、間伐林・未間伐林ともに危険性が高い状態である。間伐後1年では木の成長がそれほど見られず現時点では未間伐林との差がないと考えられる。今後、時間が経過するにつれ樹木が太く成長していくと未間伐林と比べて、差が生じると予想される。また、混み具合については、作業者の勘による間伐が原因で、未間伐林と同様間伐林の混み具合も「超過密」または「過密」となった。

(c) 加子母の森林は、間伐林の林分形状比が「適正」になっているため、間伐後の経過時間が長くなるほど森林の状態がよくなるのがわかる。

3. 森林調査と評価

ここでは代表として中津川市加子母の林道を挟んで同一斜面にある間伐後4年(平成25年1月時点)を経過した間伐林および未間伐林の調査結果を示す。

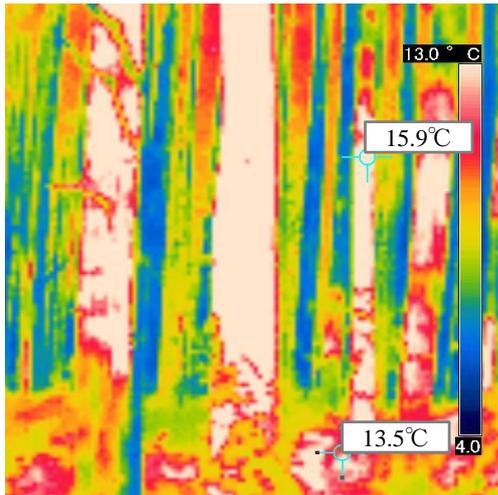
3.1 温度による林内環境調査

写真-1、写真-2は平成25年11月の加子母の間伐林、未間伐林内の調査結果である。調査場所は調査地点 H24-06 の間伐林と調査地点 H24-08 の未間伐林であり、同一斜面で同じ環境であるが、間伐林のほうが木の本数が少ないため、光が入る部分が多く、植生が育っているのがわかる。この状況をサーモグラフィで調査すると、光が入っている間伐林のほうが約10℃高い温度となっており、森林を整備することで森林内に光が入り植生の成長を促しているといえる。

3.2 葉の気孔伝導度調査

リーフポロメータ((株)メイワフォーシス製 SC-1)を使用し、気孔を通る水蒸気の通りやすさである気孔伝導度の測定を行った。この値が高いほど光合成が活発である²⁾と言われているため、間伐林と未間伐林の気孔伝導度の違いを調査した。

合成速度(単位時間当たりの光合成量)の日変化は、気温、日射、葉温、水条件などの条件によって影響を受ける²⁾と言われている。まず、リーフポロメータの特性を知るため、学内の樹木2種類(針葉樹:ヒマラヤスギ、広葉樹:クスノキ)で予備実験を行ったところ、気孔伝導度は時刻、明るさ、湿度、葉の湿度(水

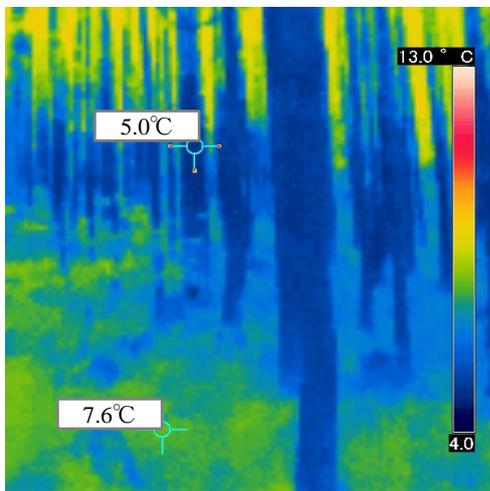


(a) サーモグラフィ結果



(b) 林内の様子

写真-1 加子母間伐林 調査地点★H24-06(平成 25 年 11 月 8 日撮影)



(a) サーモグラフィ結果



(b) 林内の様子

写真-2 加子母未間伐林 調査地点★H24-08(平成 25 年 11 月 8 日撮影)

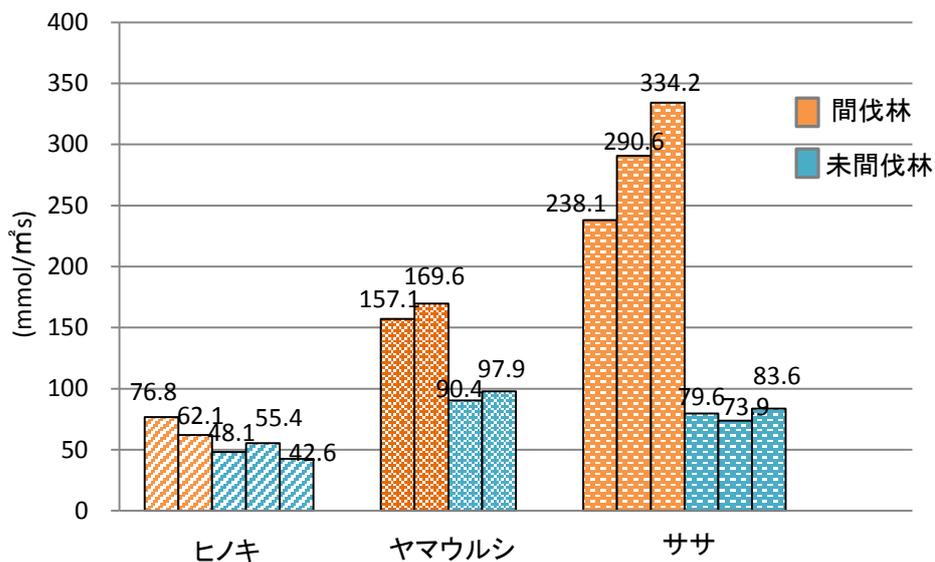


図-2 加子母の気孔伝導度測定結果(平成 25 年 11 月 8 日 10:35)

分量) による変化が見られた。気孔伝導度と葉の湿度に正の強い相関が見られたことから、葉内の水分が少なくなると蒸散量や光合成速度の低下につながると考えられる。したがって、林内の乾燥を防ぐためには、適切に森林を整備し、森林の水源涵養機能を発揮させることが必要であると考え。また、気孔伝導度で光合成の活発さを評価するには、同一の植物について、同一時刻に調査を行う必要があることがわかった。したがって、加子母では、同一植物、同一時刻の気孔伝導度の比較を行った。

図-2に加子母の間伐林と未間伐林内の樹木(ヒノキ)、下草(ヤマウルシ)、下草(ササ)の気孔伝導度を示す。これを見ると、樹木、下草ともに間伐林の気孔伝導度の方が高い結果を示している。これは健康診断結果が適正であり、間伐林内に光が多く差し込んでいるため、特に下草の光合成速度が高くなっている。

3.3 土壌の呼吸量調査

土壌呼吸測定装置((株)英弘精機製 ACE ステーション)を使用して、間伐林、未間伐林内で土壌の呼吸量の測定を行った。

土壌は、土壌微生物や小動物の有機物分解(微生物呼吸)と植物根の呼吸によって多くのCO₂を大気中に放出している。微生物呼吸と根呼吸を合わせて土壌呼吸と呼ばれており、土壌呼吸速度は土壌温度が上がるにつれて多くなる³⁾。

図-3に加子母での土壌の呼吸量調査の結果を示す。CO₂(mmol/m³)の排出量は、間伐林の下草なしの状態が5.1、下草ありの状態が0.3であった。土壌呼吸の測定時(平成25年11月8日10時半頃)の地表面温度は、間伐林で13.9℃、未間伐で10.3℃であった。加子母の間伐林は、光が差し込み、温度も高かったため、微生物量が多いことが予想され、土壌呼吸も活発になったと考えられる。

また、下草ありの場合は下草がCO₂を吸収し、光合成を行っているため、土壌呼吸として現れる数値が低くなったといえる。下草なしと下草ありの状態の差である4.8mmol/m³が植物の光合成量だと考えられる。

3.4 地盤の強度

森林には土砂災害防止の能力がある。しかし、木が密に生えている森林は下草が生えず、木の根も太く成長しないため地盤が弱くなり土砂災害の危険性が高まると考えられる。そこで間伐林と未間伐林の原位置地盤強度を、簡易支持力測定器((株)マルイ製キャスポル)を用いて測定した。キャスポルにより測定された地盤強度は、測定面から深さ20cmの範囲⁴⁾から求まる衝撃加速度から強度を換算したものである。

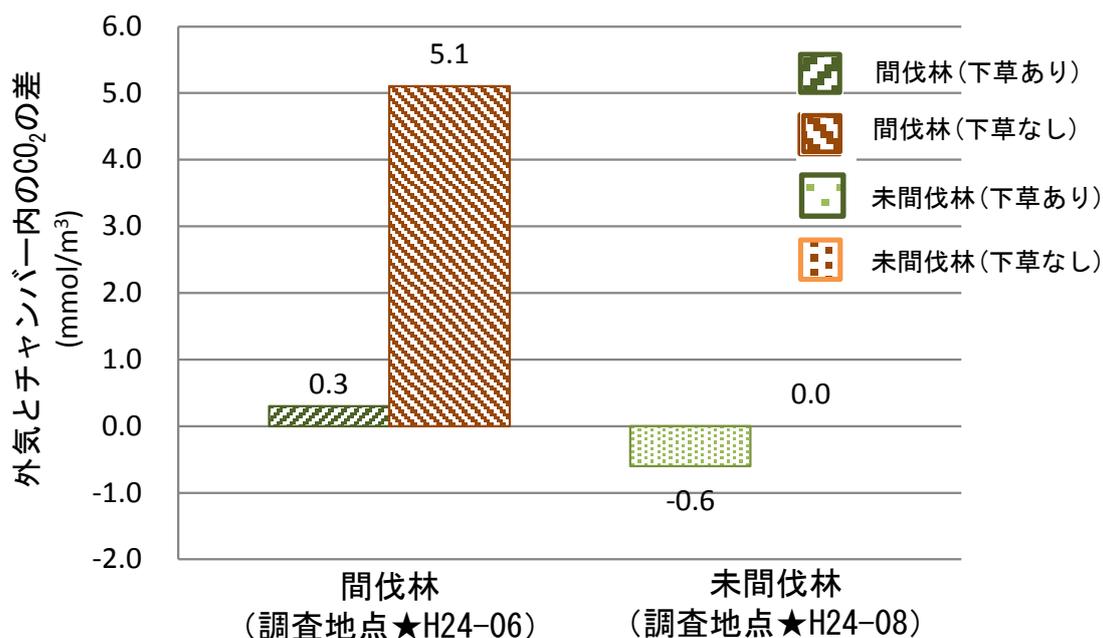


図-3 加子母の土壌の呼吸量(平成25年11月8日)

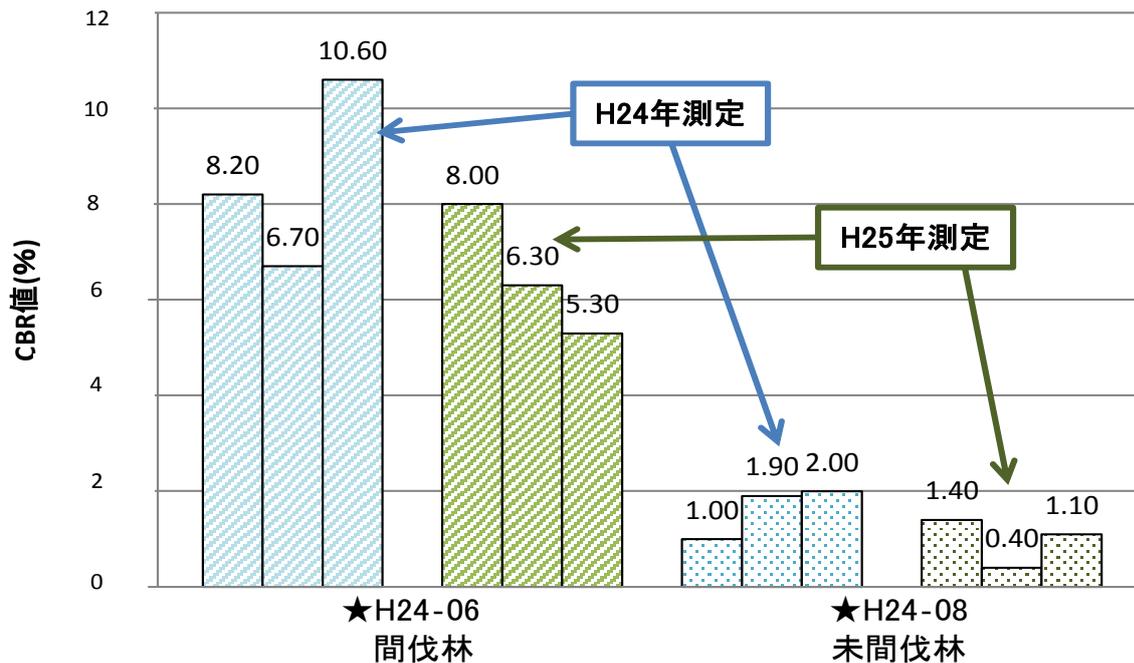


図-4 キャスポルによる加子母の原位置地盤強度試験結果

図-4に加子母の同一斜面においてH24年度とH25年度に測定した間伐林、未間伐林の結果をまとめて示す。両年度とも間伐林のほうが未間伐林よりも地盤の強度が大きくなっており、明らかに強度に差が出ていることがわかる。

加子母の森林は間伐と植林を定期的に繰り返し、適切な森林整備を行っているため地盤の強度が大きくなっていると考えられる。

4. おわりに

本研究では、岐阜県の森林の状態、土壌の様子、光合成のしやすさ、地盤の強度等を調査し、間伐林と未間伐林の結果を比較し、間伐による森林の機能改善の評価を行った。本研究で得た主な成果を以下に示す。

- ・間伐林は未間伐林よりも、森林内に光が入るため、林内の温度が高く、植生も豊かであった。したがって、植生による光合成速度が高かった。
- ・間伐林は、土壌呼吸が活発であった。下草がある場合は下草がCO₂を吸収するため、土壌呼吸として現れる数値が低くなった。
- ・原位置の地盤強度は、間伐林のほうが未間伐林よりも強度が大きくなった。

以上のように、本調査の範囲内で、間伐により林分形状比や混み具合が改善されたこと、間伐により森林の機能が改善されていることが確かめられた。

今後もさらに詳細な調査を行い、間伐によって本来森林が有している機能が改善されることを可能な限り定量的に評価したいと考えている。

謝 辞

本調査を行うにあたり、本巣市神海の森林調査は青山製材所株式会社・青山茂生氏、揖斐郡谷汲柏葉谷の森林調査はいび森林資源活用センター協同組合の方々及び西濃建設株式会社・小森正春氏、中津川市加子母の森林調査は中津川市加子母森林組合・内木篤志氏、郡上市美並の森林調査は有限会社古川林業・古川秀樹氏には多大なるご協力をいただきました。

また、これらの調査は、平成 25 年度・26 年度土木学会中部支部調査研究委員会（森林整備および森林資源の有効利用を核とした地域デザイン研究委員会）の活動であり、さらには、「環境教育を目的とした地産地消型マイクロリサイクルシステムの構築と啓発活動ー持続可能な循環型社会を担う人材育成と地域貢献を目指してー」（平成 25～29 年度科学研究費補助金（基盤研究(C)，課題番号：25350274）の一部により、円滑に遂行できました。

ここに記して、心から感謝の意を表する次第です。

参考文献

- 1) 矢作川森の研究者グループ:矢作川森の健康診断 2008, 第 4 回矢作川森林の健康診断実行委員会, 2008. 10.
- 2) 川名明:造林学 - 三訂版 -, 朝倉書店, pp. 18-22, 2006. 8.
- 3) 梁乃申:国立環境研究所ニュース 28 巻 5 号 平成 21 年 - 地球温暖化に伴う森林土壌有機炭素の変動を探る -, 国立環境研究所, 2009. 4.
- 4) (株)浅沼組・(株)マルイ:「地盤改良」に関わる技術評価証明報告書, 公益社団法人日本材料学会, p. 44, 2012. 2.

自在ボーリング技術を用いた開削工事における止水対策施工例

三信建設工業(株) 正会員 ○島野 嵐
三信建設工業(株) 関 昌則

1. はじめに

下水道施設の改築工事に伴う開削工事において、複数の既設配管によって生じた土留め欠損部の止水防護を、地中で直線・曲線削孔の制御が可能な自在ボーリング技術を併用した薬液注入工法により施工を行った。本報告では、自在ボーリング技術の概要と工法の採用経緯、狭隘な施工ヤードにて三次元で削孔位置の管理を行うという厳しい施工条件下で行った施工方法とその結果について報告する。

2. 自在ボーリング技術および薬液注入工法の概要

2. 1 自在ボーリング技術の概要

自在ボーリングを用いた地盤改良工法は、直線ボーリングでは届かない既設構造物直下などに注入外管を敷設し、これを用いて地盤改良を行うものである。自在ボーリングを用いた薬液注入の概要を図-1 に、専用削孔機の全景を写真-1 に示す。

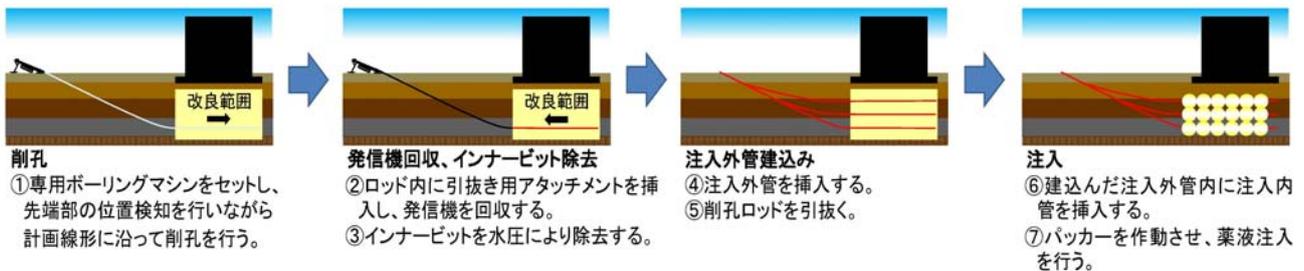


図-1 自在ボーリングを用いた薬液注入概要

2. 2 自在ボーリングの削孔手法¹⁾

自在ボーリングにおいては、写真-2 に示すように、削孔管先端に方向制御のためのテーパ形状を持つ先端ビットが取り付けられており、直線方向に削孔する場合には回転させながら削孔管を推進させ、方向修正をする場合には先端部を固定し、一定方向に偏る土圧抵抗を受けながら推進させる(図-2 参照)。

削孔中に必要に応じてパーカッション(打撃貫入)の併用が可能で、長距離削孔や作業時間に制限が課された場合に想定される中断後の再削孔でも、パーカッションにより地盤を緩める効果が期待でき、推進不能に陥る事態を極力避けることができる。図-2 に自在ボーリングの方向制御概要図を示す。

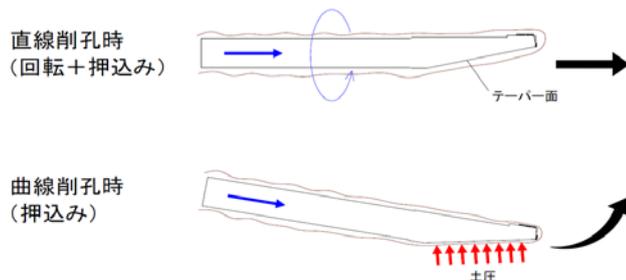


図-2 自在ボーリング方向制御概要図



写真-1 専用削孔機全景



写真-2 先端ビット

2. 3 削孔位置確認

削孔中および削孔完了後の位置確認は、磁気式ロケーター方式および挿入式ジャイロ方式の異なる二方式の位置検知システムの併用により行う。それぞれの概要および使い分けについて以下に示す。

(1) 磁気式ロケーター方式

磁気式ロケーター方式は、削孔先端部に装着された発信機より発せられる電磁情報信号を直上の地表面にて検知し、先端部の深度、水平位置、先端ビットの方向を確認する方式である。位置検知は削孔作業と同時に行う。計測可能深度は概ね 10m で構造物が直上に無い場合の計測に用いる。なお、電磁波による計測のため、高圧線や発信塔が近くにある場合正確に検知できない可能性がある。図-3 に磁気式ロケーター方式概要図を示す。

(2) 挿入式ジャイロ方式

削孔管内にジャイロセンサ（角速度センサ）を挿入し、測定される 3 方向の加速度により削孔経路および削孔先端位置の姿勢（位置情報）を検出する方式であり、主に構造物直下の計測に用いる。位置計測は削孔数メートルごと複数回に分けて行う。ジャイロセンサは計器の振動が測定値に大きく影響を与えるため、センサの移動を滑らかに行う必要がある。本技術では計測誤差を抑えるためセンサ挿入・引抜は、機械を用いた自動式としている。図-4 に挿入式ジャイロ方式概要図を示す。



図-3 磁気式ロケーター方式概要図

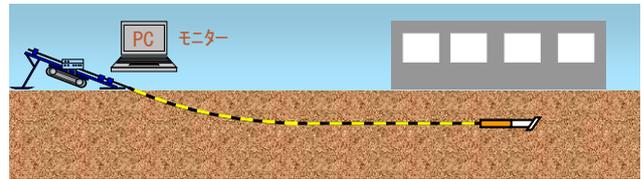


図-4 挿入式ジャイロ方式概要図

2. 4 薬液注入工法の概要²⁾

薬液注入工法は「任意に固化時間を調整できる注入材料」を「地中に設置した注入管を通して地盤中に圧入」し「止水や地盤強化」を図る地盤改良工法である。工法の特徴は次のとおりである。

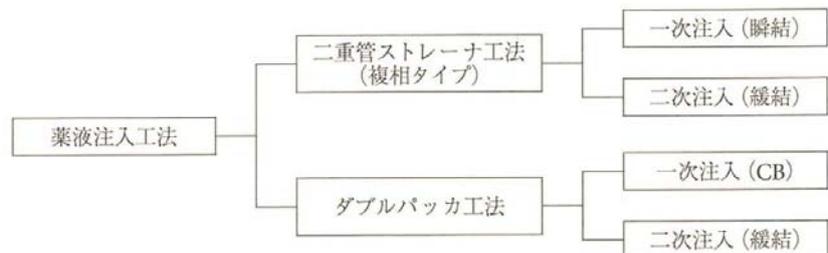
- ・土の組織を変えずに、土粒子の間隙を埋める水を追い出し、そこに注入材料が浸透固化する。
- ・浸透固化した薬液により地盤の粘着力が増加し、透水係数が減少することで、地盤強化がされたり遮水性が高まる。
- ・使用する材料は水ガラス(珪酸ソーダ)を主材としそれに硬化材、助剤を加えることで固化する薬液であり、硬化時間は数秒から数時間の範囲で調整できる。

薬液注入工法は図-5 に示す二つの注入方式に分けられる。以下にそれぞれの方式について概説する。

二重管ストレーナ工法：最も一般的な薬液注入工法で、二重管ロッドで削孔、注入を行う。瞬結注入と緩結注入を一定間隔で繰り返し注入し、均質な改良体を形成し、地盤の止水や強化を図る工法。

ダブルパッカ工法：二重管ストレーナ工法より信頼性の高い改良効果が期待できる工法で、緩結ゲルタイムを持つ注入材を低吐出で地盤に浸透させ、均質な改良体を形成する。

地盤変状が起きにくく、構造物近傍での施工も安全に行える。



注) 二重管ストレーナの二次注入を瞬結で行うこともある。

図-5 薬液注入工法分類²⁾

3. 適用工事の概要と結果

3. 1 工事の概要

本工事は流域下水道事業のうち、中継ポンプ場の施設改築工事であり、既存ポンプ場に隣接して立坑を構築し吐出管の入替をするものである。既存ポンプ場からの配管が2箇所あり、この部分の土留めが欠損するため、止水を目的とした地盤改良が必要となった。

対策工法を選定するにあたり、対象土が図-6に示すN=3程度の砂質シルトおよびN=3~18の砂質土で地下水位がGL-1mであること、既設配管直下(管底≒GL-6m)の改良が必要なことより一般的な斜めボーリングでは未改良部が残ることから、自在ボーリングを併用したダブルパッカ工法、既設配管が鉛直削孔に影響が無い部分は二重管ストレーナ工法による対策が採用された。図-7に薬液注入による地盤改良施工図、表-1に施工数量を示す。

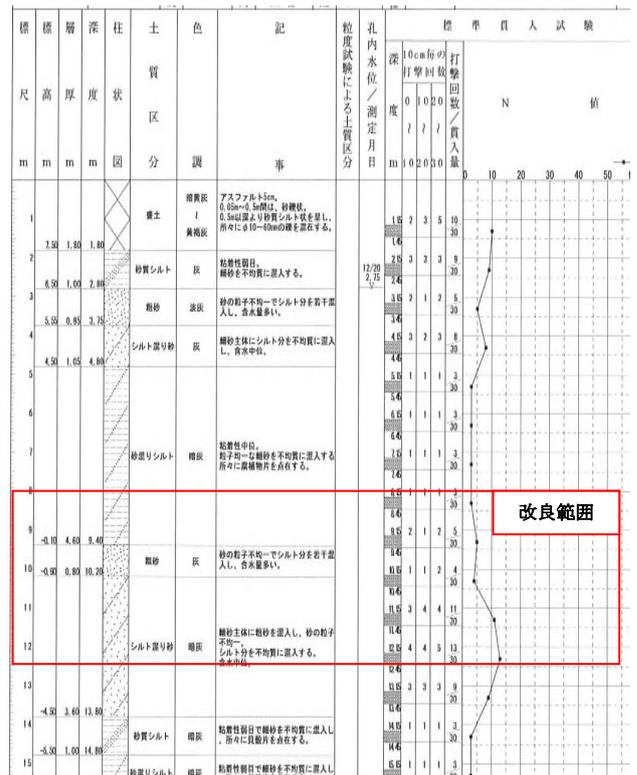


図-6 改良対象土

3. 2 自在ボーリングの位置管理手法

本工事に用いた自在ボーリングマシンは、連続的な曲げ引張りに耐えうる特殊ロッドを採用しており最小曲率半径 40m の削孔が可能である。

一般的に自在ボーリングの削孔手順は①削孔角度 30° 以内の直線斜削孔(挿入部)②曲率半径 40m 以上の曲線削孔③構造物直下部を直線削孔の3つの手順で行われる。曲線部の削孔は、削孔先端位置の確認が煩雑にならないように鉛直方向のみ曲げる二次元的な曲線削孔をすることが多い。本現場においては、必要改良範囲とボーリングマシン設置可能箇所の位置関係から二次元削孔では用地境界内での施工は不可能であり、鉛直方向・水平方向に曲げ、三次元的に削孔をする必要があった。

表-1 施工数量一覧

工法	施工本数(本)	延べ削孔長(m)	延べ注入量(リットル)
自在ボーリング併用ダブルパッカ	18	716.2	26,282
二重管ストレーナ	95	1,226.1	123,918

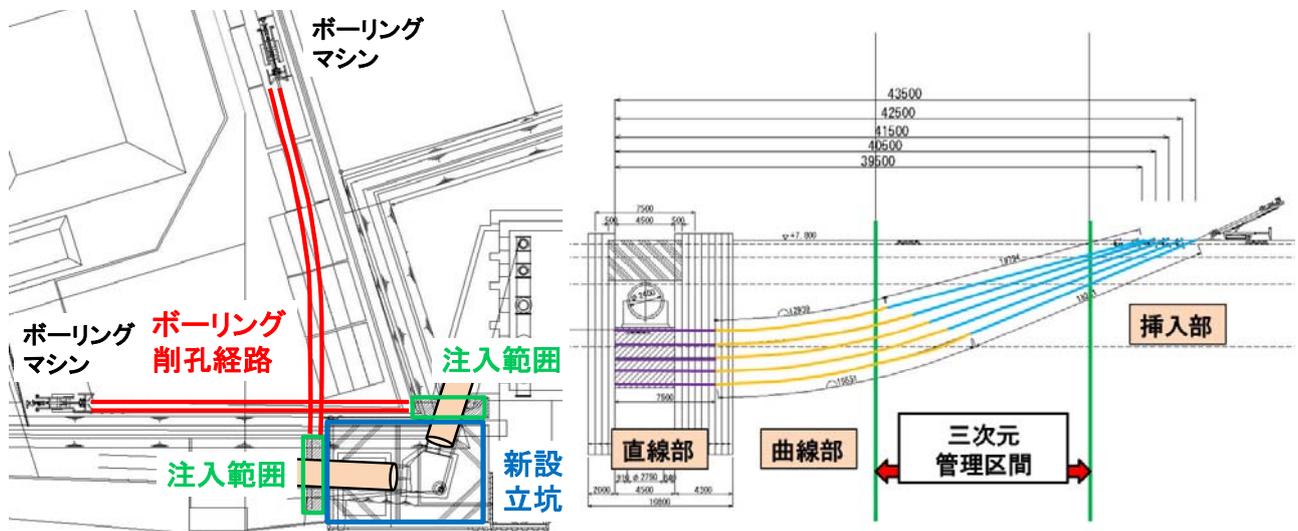


図-7 薬液注入による地盤改良施工図

削孔先端位置の確認方法は測量により基準線を地表面に設け、磁気式ロケータ方式を主に位置確認をした。磁気式ロケータ方式では、削孔孔の軌跡が確認できないため、挿入式ジャイロ方式を用い削孔1本に対して1~2回程度の頻度で計測を行い軌跡の確認を行った。結果として、自在ボーリングの削孔精度は全ての施工において±30cm以内に制御することが出来た。図-8に挿入式ジャイロを用いた削孔軌跡図を、写真-3に施工状況を示す。削孔完了後、先端の位置情報発信器を回収し、注入用外管を挿入後に削孔ロッドを引抜く。建込んだ注入外管内に注入内管を挿入し薬液注入を行った。なお、削孔工程および注入工程において隣接構造物や既設配管への影響をオートレベルおよび目視により確認した。結果として周辺環境の変位変状は見られなかった。

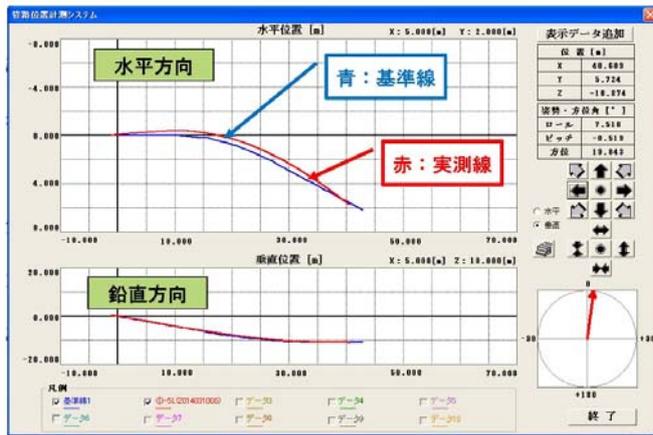


図-8 挿入式ジャイロを用いた削孔軌跡図



写真-3 施工状況

3.3 施工結果確認

写真-4に地盤改良後に行われた立坑の開削工事の状況、写真-5に床付け確認状況を示す。床付け付近において若干の漏水はあったが無事掘削を完了することができ、所定の止水効果が得られたことを確認した。



写真-4 開削状況

4. まとめ

下水道施設の改築工事において、自在ボーリング技術を併用した薬液注入工法により、土留欠損部の止水を目的とした地盤改良を行った。結果として、隣接構造物や既設配管への影響をおよぼすことなく、所定の品質を確保することができた。

今後、本現場の実績が同様な既設構造物下部の止水対策工事の一助となれば幸いである。

なお、本自在ボーリング技術は、大成建設(株)、(株)キャプティ、三信建設工業(株)、強化土エンジニアリング(株)、成和リニューアルワークス(株)の共同開発技術である。

最後に、本執筆にあたりご協力いただいた関係各位に感謝の意を表す。

【参考文献】

- 1) 石井裕泰・松井秀岳・檜垣貴司 (2010) : 自在ボーリングを用いた既設構造物直下の地盤改良-グラウンドフレックスモール工法-, 建設と施工企画, '10.2, No.5, p.16.
- 2) 日本グラウト協会 (2011) : 新訂正しい薬液注入工法, p.vi・p.158.



写真-5 床付け確認状況

空洞充填工法による亜炭鉱跡の巨大地震対策

飛島建設(株) ○宮沢義博、飛島建設(株) 杉浦乾郎

飛島建設(株) 正会員 坂本昭夫、飛島建設(株) 正会員 和田幸二郎

1. はじめに

岐阜県内における旧亜炭採掘区域において亜炭鉱跡に起因する陥没被害が近年、大規模化・多発化している。陥没被害発生時には特定鉱害復旧事業等基金を活用して事後的に復旧工事が行われているが、同基金は事前の予防的な防災工事には活用できないことが問題である。

今後想定される南海トラフ巨大地震により、亜炭鉱跡の大規模崩壊等による被害が生じる恐れがあることから、予防対策が急務となっており、平成 25 年度の国補正予算にて措置された「南海トラフ巨大地震亜炭鉱跡防災モデル事業」により、初めて予防的な防災工事が認められた。

図-1 は岐阜県可児郡御嵩町の亜炭鉱跡を 50m×50m のブロックに区割りし、平均空洞深さを 0～15m、15～30m、30m 以深、および空洞なしに分類した空洞深度分布図である。

亜炭鉱跡の空洞は、天盤を支える残柱の劣化等（図-2、図-3）とともに地震による大きな揺れが原因となって空洞が崩壊し、大規模な陥没被害が生じるおそれがある。南海トラフ巨大地震において震度 6 弱以上が予想される御嵩町では、亜炭鉱跡の陥没の危険性が見込まれるとして、「南海トラフ巨大地震亜炭鉱跡防災モデル事業」による防災工事が実施されている。ここでは空洞充填工法により亜炭鉱跡を埋め戻した防災工事について報告する。

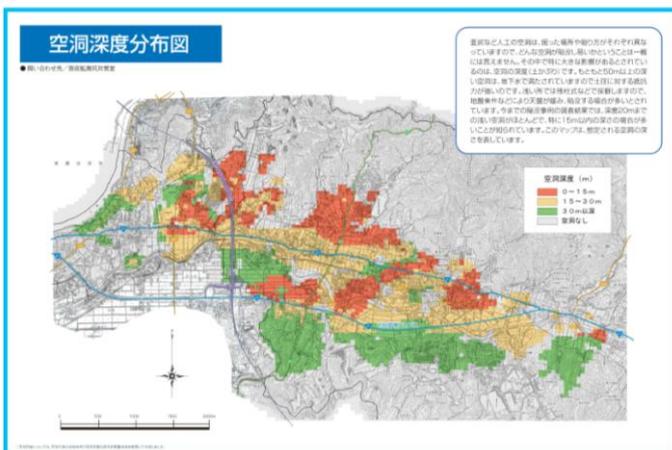


図-1 御嵩町における空洞深度分布¹⁾

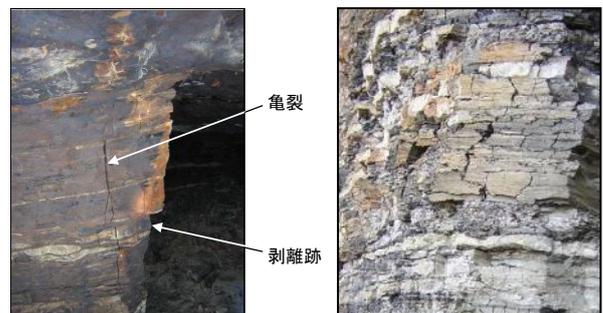


図-2 残柱の亀裂

図-3 残柱表面の劣化

2. 空洞充填工法の概要

空洞充填工法は、亜炭鉱跡に対する対策工法として、1974年に通商産業省名古屋通商産業局に設置された「古洞関連総合施策委員会」で検討され、開発された技術である²⁾。砂利工場などで発生する脱水ケーキ等（粘土キラ、砂キラともよばれる）に固化材と水を練り混ぜて製造したスラリー状の充填材をボーリング孔（充填孔）から空洞内に注入し固化させる工法で、高い流動性を有することから、1つの充填孔から空洞内の遠方にまで送ることが可能で、空洞が複雑な形状を成す場合でも均質に充填できることが特徴である。図-4に充填材の練り混ぜ直後と固化後の様子を示す。施工は、図-5に示すように、現地に充填材プラントを設置し、同時に、充填孔削孔（ボーリング）を行う。そして充填材プラントで製造した充填材を配管を通して

Massive earthquake measures of abandoned lignite mines by the cavity filling method: Yoshihiro Miyazawa, Kenrou Sugiura, Akio Sakamoto, Koujirou Wada (Tobishima Corporation)

削孔が終わった充填孔まで送り、空洞内に充填材を注入する。最後に、空洞が確実に充填されたことを確認するために確認ボーリングを行う。この確認ボーリングで空洞のすき間の有無を確認し、また充填材を採取して必要な強度が出ていることを強度試験を行って確認する。

御嵩町では空洞が広く分布し、また亜炭層に沿って傾斜していることから、計画充填範囲の外側の空洞に大量に充填材が流出するロスの発生が想定されたため、図-6のように充填工法のなかでも限定充填工法を採用してこれを防止することとした。限定充填工法は、最初に流動性を制御した端部充填材で対象範囲の境界線上に隔壁を形成し、その後、内側に流動性の高い中詰充填材を注入する。端部充填材は上記の配合材料にさらに水ガラスを添加したもので、そのゲル化作用で流動性を制御する。水ガラスとは、ケイ酸ナトリウム（ケイ酸ソーダ； $\text{Na}_2\text{O} \cdot n\text{SiO}_2$ ）の水溶液で、水飴状で大きな粘性を持ち、洗剤・接合剤・耐火塗料・土壌硬化剤の原料としても利用されている。

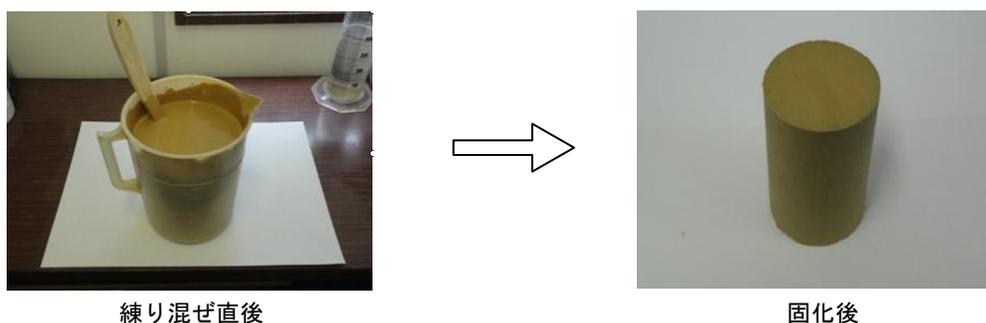


図-4 充填材



図-5 空洞充填工事イメージ図

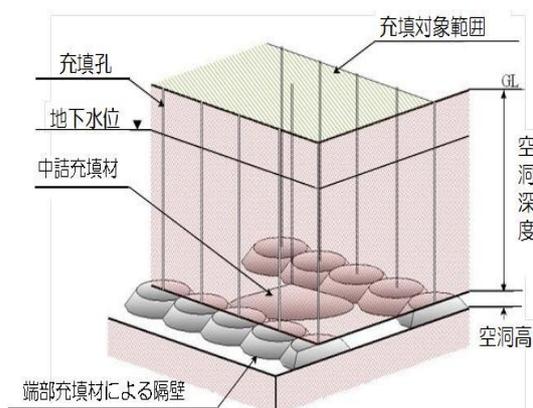


図-6 限定充填工法概要図

3. 充填工事の概要

工事名：平成 26 年度南海トラフ巨大地震亜炭鉱跡防災モデル事業第 1 期防災工事

発注者：御嵩町

施工者：飛島・天野特定建設工事共同企業体

工期：平成 26 年 9 月 26 日～平成 27 年 10 月 30 日、施工対象面積：22,700 m^2 、充填量（設計）：端部充填材 9,937 m^3 、中詰充填材 16,770 m^3 、合計 26,707 m^3 、充填孔（設計）：137 本

充填対象箇所は、災害時に災害対策本部となる町役場及び主要避難所である御嵩小学校、向陽中学校で、震度 6 弱の地震により直ちに陥没するほど地盤のぜい弱性が高い地区である。充填範囲は 5 ブロックに分かれており第 2 亜炭層の空洞を対象とした御嵩小学校グラウンド（第 1 工区）、向陽中学校グラウンド（第 2 工区）、第 3 亜炭層の空洞を対象とした向陽中学校テニスコート（第 3 工区）、御嵩町役場（第 4 工区）、向陽中学校駐車場（第 5 工区）である。地盤ぜい弱性調査で行われたボーリング調査と過去の同地区のボーリング調査結果によれば第 2 亜炭層で空洞深さは 6m～16m、亜炭採掘高さは平均 2.3m で、このうち下部には採

掘当時に坑内に残されたばたや天盤崩落土などと思われる土砂が平均 1.5mの厚さに堆積し、その上には平均 0.8mの高さの完全な空洞があった。第3 亜炭層は、空洞深さは 9m～22m、亜炭採掘高さは平均 1.3m、堆積土砂は平均 0.2m、完全空洞は平均 1.1mであった。また、空洞内部は地下水の流入により満水の状態であった。図-7 に計画時の充填孔配置平面図を示す。各充填孔の配置は、これまでの試験施工や施工実績から、端部充填孔を 8m間隔、中詰充填孔を 20m間隔とした。ただし中詰充填孔については構造物に近接する個所では充填圧力により構造物に影響を及ぼす恐れがあるため充填孔間隔を 10mとした。空洞は北東から南西方向に向かって傾斜し、南西側の境界線を越えて広がっていることから、傾斜下部側には端部充填材による隔壁を設け充填材の流出防止を行った。表-1 および表-2 にそれぞれ充填材の品質目標値と配合を示す。



図-7 充填孔配置平面図

表-1 充填材の品質目標値

品質項目	目標値	備考
フロー値 (P漏斗)	9～14秒	中詰充填材
フロー値 (テーブルフロー)	140mm～180mm	端部充填材
ブリーディング率	3%以下	
一軸圧縮強度	50kN/m ² 以上	標準養生28日
	20kN/m ² 以上	空洞内サンプル
有害物質分析	基準値以下	環境庁告示第46号

表-2 配合表

材 料	中詰充填材	端部充填材
粘土キラ (kg)	220	220
砂キラ (kg)	220	220
特殊土用固化材 (kg)	60	90
特殊水ガラス (kg)	—	48.8
水 (kg)	815	765

4. 施工方法

充填孔の設置では、φ116mmのロータリー式マシン、φ165mmのロータリーパーカッション式マシンでボーリングを行い、φ116mmケーシングはそのまま保孔管として使用し、φ165mmにはφ100mmの塩化ビニル管を保孔管として設置する方法とした。端部充填材はゲル化直後に空洞内に送るために、脱水ケーキ、水ガラス、水を練り混ぜたスラリー (A液) と、セメントミルク (B液) を別々の配管で充填孔の位置まで圧送し、両液をスタティックミキサーで連続的にミキシングし、空洞内に注入した。充填中は充填感知センサーを周囲の未充填の充填孔に挿入して、空洞内に注入した充填材の到達状況を確認した (図-8)。また 26箇所の確認ボーリングにより充填材のコアを採取した。その結果、いずれの箇所においても空洞天盤に隙間がなく、コアの一軸圧縮強度からも目標強度を満足していることを確認した (図-9)。

空洞内は地下水の流入により満水の状態であり、充填材の注入による地下水への影響を把握するために、近隣の既設井戸、河川および充填範囲近傍に観測井戸を設け水質モニタリングを実施した。表-3 に地下水の

調査・管理項目を示す。調査の結果、充填作業を原因とする水質等の変化は見られず、充填施工に伴う地下水への影響は見られなかった。

充填材を空洞内に注入する際、圧力をかけることで空洞内を均質に、また遠方まで充填することができる。ただしこの圧力が過大であると地盤隆起を誘発することがあり、そこに構造物があると傾斜するなどの変状が表れることから、通常は空洞上の地盤の重量を考慮して注入圧力の管理値を設定し、管理する。また影響が想定される構造物には傾斜計を設置し、動態観測しながら施工する。本工事は町役場や教育施設等の重要施設近傍で施工を行うため、圧力管理と計測管理に留意して施工した。その結果、これらの施設には影響を与えることはなく無事施工を完了できた。



図-8 充填状況(右：充填孔、左：充填感知センサ挿入、手前：スティックミキサー)



図-9 確認ボーリング充填材コア採取

5. おわりに

充填量を表-4に示す。当初設計に比べ充填量は約52%となったが、充填孔設置工ボーリング結果を反映した計画充填量に対して端部充填は上回った。中詰充填は計画程度の充填となった。設計に対して充填量が下回った原因としては、充填範囲の減少、堆積物が当初設計より厚く、全体として平均空洞厚が小さくなっていること等が考えられる。

本工事における成果をまとめると、以下のようになる。

端部充填材で対象範囲の外側空洞への充填材の流出ロスを防止でき、また高い流動性の中詰充填材で空洞内に存在する残柱や壁、さらに空洞水や土砂が堆積する複雑な空洞も均質に埋め戻すことができた。限定充填工法は巨大地震による空洞の崩壊を防ぐ手段として有効であると考えられる。

なお、施工にあたり、亜炭鉱跡問題対策委員会、御嵩町、御嵩小学校、向陽中学校、および一般社団法人充填技術協会をはじめ関係各位に多大なるご指導・ご助言をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

表-3 地下水調査

	管理項目	頻度	調査測定方法
原位置試験	地下水位	充填前・中 1回/日	水位計等
	水素イオン濃度		pH計、リトマス試験紙
	濁度		濁度計
	電気伝導度		電気伝導度計等
室内水質試験	地下水水質	充填前後 (晴・雨)	水道法9項目、六価クロム水質環境基準

表-4 充填量

種別	設計充填量	実施充填量	実施/設計
端部充填材	9,937m ³	5,780m ³	58%
中詰充填材	16,770m ³	8,100m ³	48%
合計	26,707m ³	13,880m ³	52%

参考文献

- 1) 御嵩町ホームページ
- 2) 新版 空洞充填調査施工マニュアル，一般社団法人充填技術協会，2010年10月

函体推進・けん引工法における周辺縁切り部材の自動制御施工事例

植村技研工業株式会社 正会員 ○山下 康彦
同上 正会員 中村 智哉
長電建設株式会社 杉山 享寛

1. はじめに

線路下または道路下において供用中の上部交通を遮断せず、非開削で土被り浅く施工可能なアンダーパス構築法の一つとして、アール・アンド・シー工法や SFT 工法に代表される函体推進・けん引工法が挙げられる。本工法は、古くから鉄道下を中心に広く立体交差事業に用いられており様々な実施形態がある。基本的な工程として横断部の線路や道路および切羽防護を目的とした箱形ルーフ（角型鋼製エレメント）を推進・けん引する函体（ボックスカルバート）外縁にあわせて横断区間全長に配置した後に、本体構造となる函体を箱形ルーフ後端部に据え付け、箱形ルーフを押し抜きながら函体を計画位置に設置する置換工法である。防護工となる箱形ルーフを地山に残さないことから土被り浅く施工可能な事の特徴とする。

箱形ルーフと函体が地山中を移動する影響は、函体と地山の間に縁切り材となる鋼板をフリクションカットプレート（以下、FC プレート）として介在させ、函体推進・けん引時の摩擦抵抗の低減を図るとともに地山の水平変位を抑制する。FC プレートには函体移動の摩擦による引張力が作用するため、発進側の坑口で固定する必要がある。FC プレートの固定方法は施工規模や地形条件などにより選択される。

本報告は、近年用いられている固定法の一つである FC プレートの移動量を計測し、リアルタイムでその動きを抑制する自動制御方式（Auto jack control system 以下、AJCS）による施工事例を報告するものである。

2. 工事の概要

工事名称：平成 26 年度防災・安全交付金（街路）事業 長野電鉄長野線立体交差化工事

工事場所：（都）高田若槻線長野桐原～吉田 長野電鉄長野線桐原駅～信濃吉田駅間

事業者：長野県

発注者：長野電鉄株式会社

施工者：長電建設株式会社

工 期：平成 25 年 12 月 25 日～平成 29 年 6 月末

内、SFT 工法（箱形ルーフ工～函体推進工）平成 27 年 2 月～平成 28 年 3 月

本工事は、長野市北部と長野市中心部を結ぶ幹線道路である都市計画道路高田若槻線のうち、未着手区間であった長野吉田高校東交差点から桐原交差点までの全長約 900m を長野県が整備する事業において、長野電鉄長野線との交差部に、1 層 4 径間のボックスカルバート（図-1）を構築する工事である。外幅 24.4m、外高さ 7.7m の現場製作の RC 構造物を、土被り F.L.-0.66m の浅い位置に、鉄道交差部全長 42.0m の内、11.604m を非開削施工工法である SFT 工法で施工した。

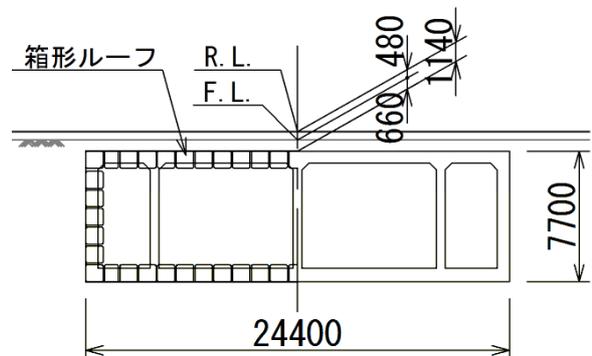


図-1 ルーフ配置・函体正面図

Construction example of Auto Control System of Friction Cut Plate Fixation in Box culvert propulsion and pull method, Yasuhiko Yamashita (Uemura engineering Co.,Ltd), Tomoya Nakamura (Uemura engineering Co.,Ltd), Takahiro Sugiyama (Nagaden Kensetsu Co.,Ltd)

3. 工法の概要

(1) SFT 工法概要

SFT 工法とは、シンプルで切羽のないトンネル構築工法を意味する Simple and Face-Less Method of Construction of Tunnel の略称であり、アール・アンド・シー工法の改良工法である。

図-2 の概要図に示すように、箱形ルーフと FC プレート（Face Plate）を横断区間全長にわたり函体外形に合わせた位置に配置し箱形ルーフ内側の土砂を取り囲み閉合する。その後箱形ルーフと函体とを接続一体化して到達側へ押し抜くものである。なお、函体推進時の FC プレートは箱形ルーフと分離して発進側の坑口に固定し、函体押抜き時の外周地山縁切り材となる。押し抜いた箱形ルーフは到達立坑内で解体するとともに内包した土砂をまとめて排土するので、工法名のとおり横断区間で切羽掘削なく施工できることを特徴とする。

本現場では、長さ 12.0m（3m×4 本）の箱形ルーフを 56 列で矩形配置（図-1）し、この箱形ルーフ群と函体を一体化して推進した。

(2) AJCS 概要

このシステムは、図-3 に示すように FC プレートの水平変位を計測するストロークセンサー、油圧ポンプ、電磁弁式操作盤、FC プレート制御ジャッキおよび統括する制御パソコンにより構成される。

FC プレート自動制御は、パソコンで設定された電磁弁式操作盤により、各制御ジャッキにかかる圧力の定(低)圧状態⇔高圧状態を、ストロークセンサーの計測結果によって判定し、あらかじめ設定した管理値を超えた変位が発生した場合に、自動的に高圧制御へ切り替わることにより行われる。

ここでの高圧状態とは、FC プレート上の死荷重から想定される FC プレートの引き戻しに必要な圧力、定(低)圧状態とは、引き戻さない範囲内の圧力で、かつ函体推進に追従して一定の引張力を FC プレートにかけ続け水平位置を保持するのに必要な圧力を示す。このように定(低)圧で水平位置を保持し、管理値を超える変位が発生した場合は高圧で引き戻した後に定(低)圧状態に戻ることを繰り返す（図-4）。なお、FC プレートを制御する一次管理値は施工規模・現場条件により任意で設定を行う。

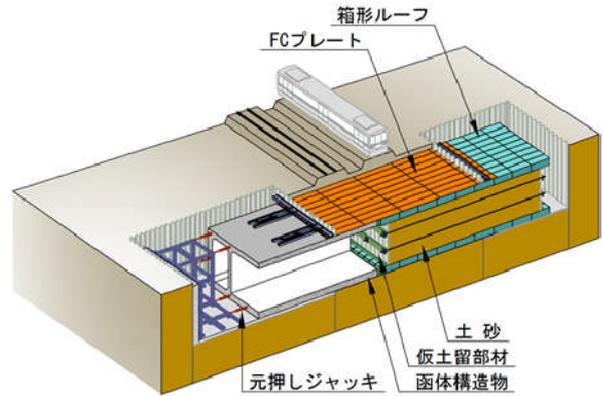


図-2 SFT 工法概要図（推進形式）

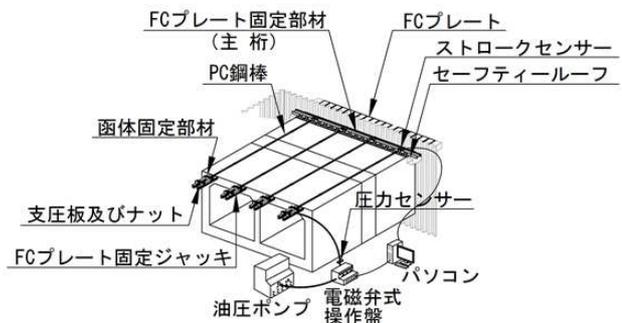


図-3 自動制御システム概要図

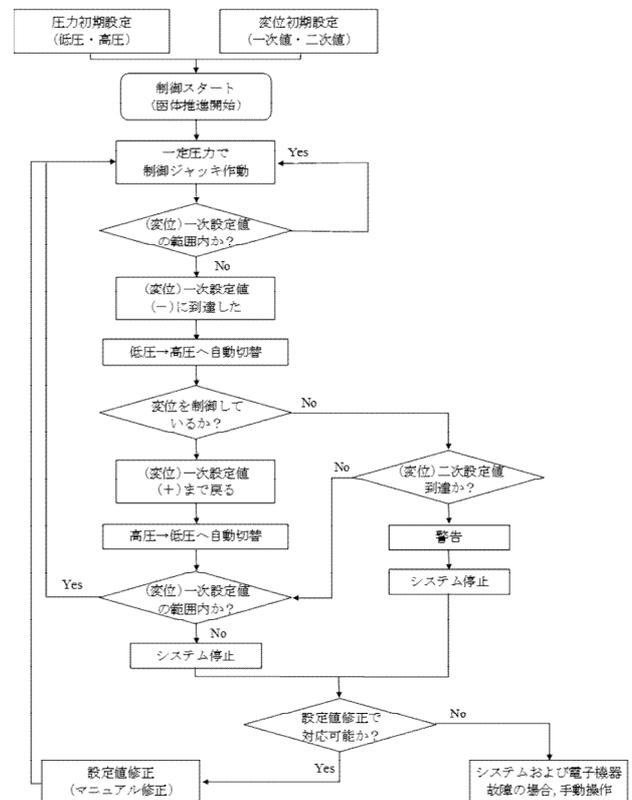


図-4 FC 自動制御フロー

4. AJCS の実施結果

(1) AJCS の設備

本現場では、FC プレートの端部を主桁材で横つなぎに一体化し、その主桁を函体上後部に配置した 6 箇所 の FC プレート制御ジャッキで引き戻す構造とした。6 箇所 のジャッキは、長野方 2 箇所・中央部 2 箇所・須坂方 2 箇所の 3 系統 (J1~J3) で独立し、それぞれ異なる圧力と動きで制御できる回路となっており、制御ジャッキ位置と対応した D1~D6 の 6 箇所 の水平変位計測結果に基づいて制御される (図-5)。

(2) AJCS の設定

① 一次管理値

FC プレートを保持する定(低)圧状態から引き戻す高圧状態に切り替わる一次管理値は、当該路線の軌道整備基準値を参考に決定した。通りの軌道整備基準値が±7mm であることから、その約 50% を目標値として設定し±3mm を一次管理値とした。

② 定(低)圧設定値

定(低)圧設定値は、推進する函体上面の上載死荷重による摩擦抵抗力が FC プレートに引張力として作用するものとし、以下の計算式で求める。なお、算出値は表-1 に示す。

$$T = W \cdot A \cdot \mu$$

T : FC プレート引張力 (kN)

W : FC プレート上載死荷重 (kN/m²)

A : 函体上面積 (m²)

μ : 摩擦係数 (0.5 と仮定)

この想定される T (kN) を上回るような定(低)圧設定値を以下の計算式で求める。

$$T \leq P = X \times k \times N$$

P : 必要引張力 (kN)

X : 定(低)圧設定値 (MPa)

k : 制御ジャッキ換算係数 (30.6)

N : 制御ジャッキ台数 (台)

制御ジャッキ台数 12 台より、 $X \geq 6.83$ (MPa) となり、実工事では、初期設定を 8MPa とし、進行に従い圧力調整し施工を行った。

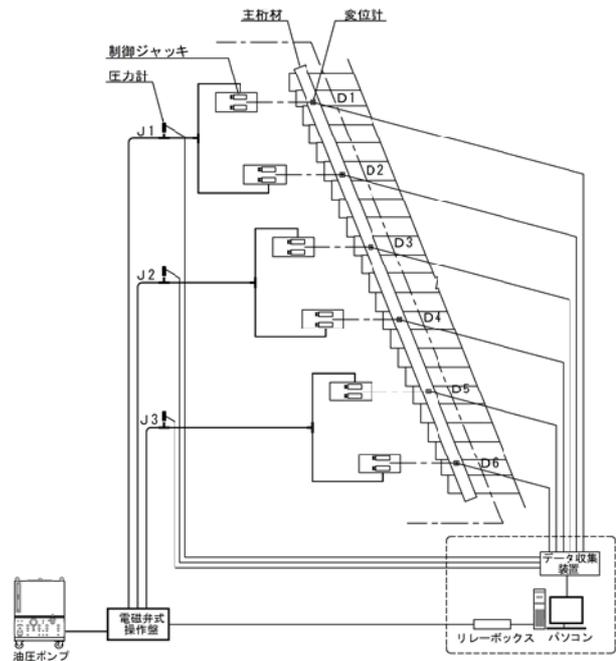


図-5 変位・圧力計測箇所

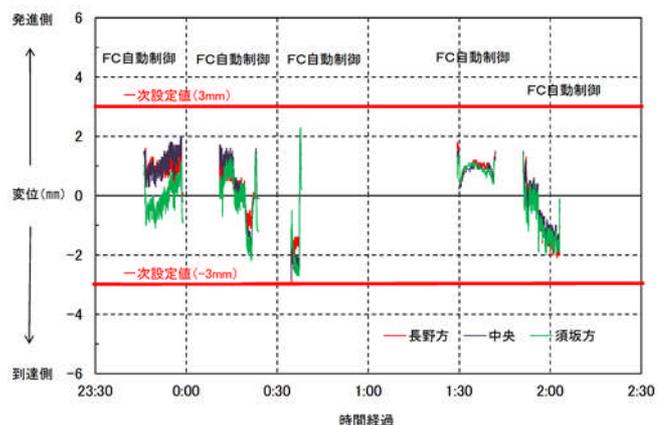


図-6 自動制御記録 (変位)

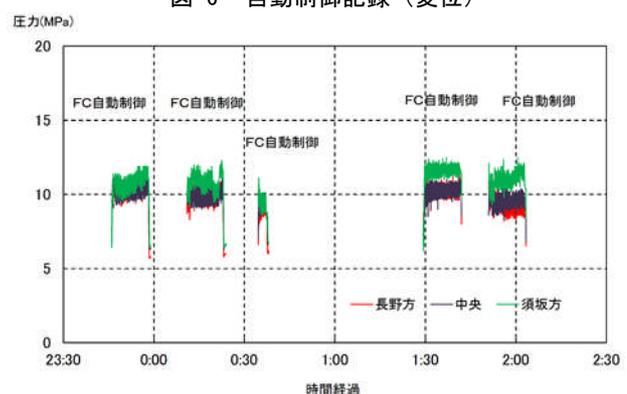


図-7 自動制御記録 (圧力)

表-1 FC プレート引張力算出値

	算出値	備考
上載死荷重 : W	20.56 kN/m ²	軌きょう上上載土
函体上面積 : A	243.56 m ²	幅22.4m×長9.993m
FCプレート引張力 : T = 2,506.6 kN		

(3) AJCS の制御記録

図-6 および図-7 に推進日 2016/2/4 (夜) の AJCS の変位制御記録と圧力制御記録を示す。同図は、横軸に同じ時間軸 23:30~2:30 での変位と圧力の値を 1 回/秒毎にグラフ化したものである。変位は制御ジャッキ位置に対応した D1~D6、圧力は J1~J3 の 3 系統の計測結果を示す。グラフが中断している箇所は函体が動いていない時間帯を示す。この日は中断をはさみ 5 回に分けて推進を行い、このとき FC プレートの水平変位は縦軸に示した一次管理値±3mm の領域内であり、その圧力は 10MPa 前後で制御されている。また、高圧状態での引き戻しが無いことが確認できる。本現場では、2016/1/26~2016/2/6 の期間に延べ 11 日間函体推進を行ったが、他の推進日も同様に一次管理値±3mm (圧力 8~12MPa) の領域内で FC プレートを制御することができた。

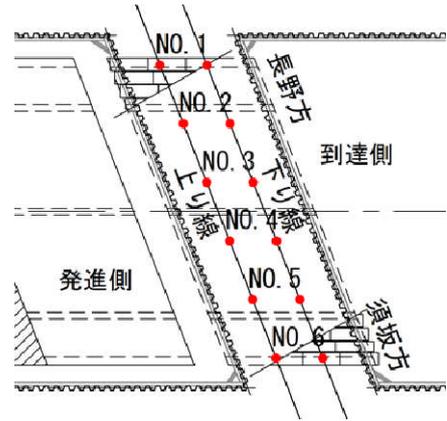


図-8 軌道水平移動計測箇所

(4) 軌道の水平変位状況

本現場では、函体推進期間中の軌間・水準・高低・通りによる軌道検査の他に軌道の横移動計測を補助的に行った。この計測は、AJCS による FC プレート制御の動きと軌道の水平移動とを補完する目的で行った。測定点は函体通過部上の上下線軌道に 5m 間隔で設定し、6 箇所/線×2 線の計 12 箇所とした (図-8)。

表-2 に、上り線 (推進日 2016/1/26) の計測結果の一例を示す。当該区間は直線区間であることから、あらかじめ線路平行方向に 190mm 離れの基準線を設定し、各測点の水平

表-2 上り線 水平移動計測結果

測点	基準値 (mm)	初期値① (mm)	推進作業前 (mm)		推進作業後 (mm)		測点の動き 発←→到	
			測定値②	①との差分	測定値	②との差分		
長野方	No.1	190	187	186	1	185	1	←
	No.2	190	180	179	1	180	-1	→
中央	No.3	190	180	181	-1	182	-1	→
	No.4	190	184	184	0	186	-2	→
須坂方	No.5	190	180	180	0	182	-2	→
	No.6	190	186	185	1	185	0	0

表-3 移動量別 測点数の集計

測点	移動量 (mm)								延計測点数
	← 発進側		移動量 (mm)				到達側 →		
	6<d	3<6≤d	0<d≤3	0	-3<d≤0	-6<d≤-3	d<-6		
長野方	No.1	0	1	5	5	6	1	0	18
	No.2	0	1	5	3	7	1	1	18
中央	No.3	0	1	5	3	8	1	0	18
	No.4	0	3	3	2	8	1	1	18
須坂方	No.5	0	3	6	0	8	0	1	18
	No.6	0	3	3	2	8	1	1	18
合計	0	12	27	15	45	5	4	108	
割合 (%)	0.0	11.1	25.0	13.9	41.7	4.6	3.7	100 %	
		11.1		80.6			8.3		100 %

変位はこの基準線からスケールで計測した。初期値は推進工着手前に行われた計測結果であり、実際の基準となる数値である。推進作業前と推進作業後は、その推進日の推進前後に計測した値であり、その差分を測点の動きとした。整理の都合上、上り線では 推進前>推進後 となる場合を正側 (発進側) への動き、推進前<推進後 となる場合を負側 (到達側) への動きとした。補助的に行った計測のため推進前後の値を取得できたのは、推進した 11 日間のうち 9 日分であった。

6 箇所/線×2 線×9 日の延 108 測点について移動量別に整理した結果を表-3 に示す。水平変位±3mm という設定で稼働した AJCS に対して、軌道の測点も約 80% が同±3mm の領域内に収まっていることから、AJCS による制御は一定の成果を得られたといえる。

5. おわりに

今回の報告では詳細な分析にはいたらなかったが、FC プレートの水平変位の結果と制御による引き戻しと個々の測点の動きの間にはまだ明確になっていない特性・傾向がある。介在している土被りや軌道構造、FC プレート自体の伸び、函体の方向修正や出来形そのものなど多岐の要因が考えられる。本現場の分析を進めるとともに他現場の実施工データを収集し、より良い施工につながるシステム改良を重ねる所存である。

最後に、函体推進時の貴重なデータを提供いただいた長電建設株式会社に厚くお礼申し上げます。

マリーナ地区高速道路（485 工区）建設工事における深層混合処理工法の適用

五洋建設（株） 国際会員 ○車田 佳範
五洋建設（株） 長津 辰男
五洋建設（株） 内田 桂司

1. はじめに

本工事はシンガポールのマリーナ地区高速道路の地下トンネルを建設するものである。485 工区は当事業の中でも最も難易度の高い工事であり、トンネル全長 700m のうち 420m がシンガポール川河口の海底地盤下に建設された。施工方法は二重の鋼管矢板止水壁で河川を仮締切りし、開削工法でボックスカルバートンネルを構築した。この時、仮締切り内掘削時の鋼管矢板の安定性確保とヒービング防止のため地盤の軟弱な海成粘土を深層混合処理工法で改良した。本論文では工事概要と地盤改良の効果について報告する。

2. 工事概要

(1) マリーナ地区高速自動車道路（MCE : Marina Coastal Expressway）

マリーナ地区高速自動車道路は 2013 年 12 月に開通したシンガポールで 10 番目となる新しい高速道路である。本高速道路は、既存のイーストコーストパークウェイ（ECP）とアヤ・ラジャー・エクスプレスウェイ（AYE）をマリーナ沿岸側で結ぶことでマリーナ地区へのアクセス向上や ECP、AYE の渋滞緩和を目的としており、シンガポール陸上交通庁（LTA : Land Transport Authority of Singapore）により事業化された。シンガポールでは初となる海底を通る高速道路であり、延長 5.3 km、片側 5 車線の大部分が二重ボックスカルバート構造（外幅 53.3m×高さ 10.89m）の大断面地下トンネルである。図-1 に本高速道路の位置図を示す。



図-1 MCE 位置図¹⁾



図-2 485 工区位置図¹⁾

(2) 485 工区（Contract485）の特徴

図-2 に 485 工区の位置図を示す。485 工区は本事業のうちほぼ中央の工区にあたり、トンネル全長 700m のうち 420m がシンガポール川河口の海底トンネルとなる。

当工区では施工箇所の近くに”Marina Barrage”と呼ばれる河口堰が隣接していた。この河口堰は豪雨の際に水門を開き雨水を放流する役割を有していたため、工事期間中はこの河口堰の機能に影響を与えないよう常時、幅 150m 以上の河口幅を確保することが要求された。そこで施工は左岸（ステージ 1 : 2009 年 5 月～2011 年 4 月）と右岸（ステージ 2 : 2010 年 11 月～2012 年 12 月）の 2 ステージに分割して行った。図-3 に分割施工の状況を示す。

Soil Improvement in Marina Coastal Expressway Project (C485) with Cement Deep Mixing (CDM) Method:

Yoshinori KURUMADA, Tatsuo NAGATSU and Keiji UEDA (Penta-Ocean Construction Co., Ltd.)

トンネル施工を開削工法で行うため、河川を二重の鋼管矢板止水壁で一旦仮締切りし、締切り内を掘削してボックスカルバートを構築した。仮締切り内を開削する際の鋼管矢板の安定性を確保するため、底盤の軟弱な海成粘土を深層混合処理工法で改良した。

また、本工事は海底に打設した直径 1.4m の鋼管矢板をトンネル工事完了後は引き抜くという世界でも前例のない難易度の高い工事であった。そこで施工にあたっては、世界で最大級（起振力 4,000kN）のバイブロハンマーや 20,000kN 級の油圧ジャッキなど多くの新しい建設技術を導入した。図-4 にバイブロハンマーおよび油圧ジャッキによる鋼管の引抜き状況を示す。



図-3 仮締切りと分割施工の状況



(a) バイブロハンマー



(b) 油圧ジャッキシステム

図-4 鋼管杭の引抜き状況¹⁾

(3) 施工方法

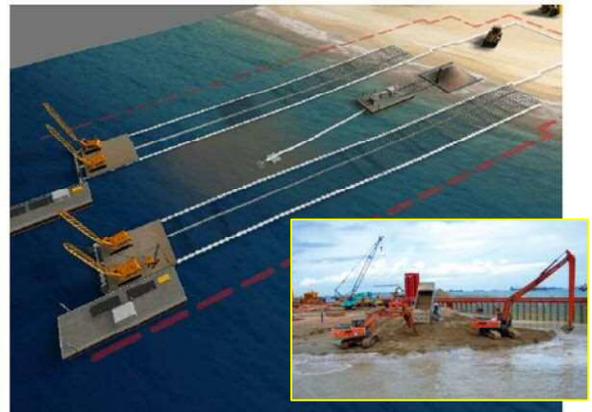
本工事の施工フローを図-5 に示す。

- ① 海底トンネルを開削工法で施工するため、トンネル線形に沿って二重の鋼管矢板止水壁による仮締切り堤を設置する。
- ② 仮締切り内に浚渫土砂を投入した後、海水をポンプで抜き水位を下げ陸化する。
- ③ 掘削時の鋼管矢板の安定性を向上するため、深層混合処理工法による底盤の地盤改良を行う。
- ④ トンネル基礎用の場所打ち杭を打設する。
- ⑤ 仮締切り内に切梁支保工を設置しながらトンネル下面（海底-20m）まで土砂掘削を行う。
- ⑥ 切梁支保工を取り外しながら下部よりトンネル基礎版、壁、天井を構築する。
- ⑦ トンネルのボックスカルバート完成後、海底地盤高さまで土砂を埋め戻す。
- ⑧ 仮締切りを撤去する。

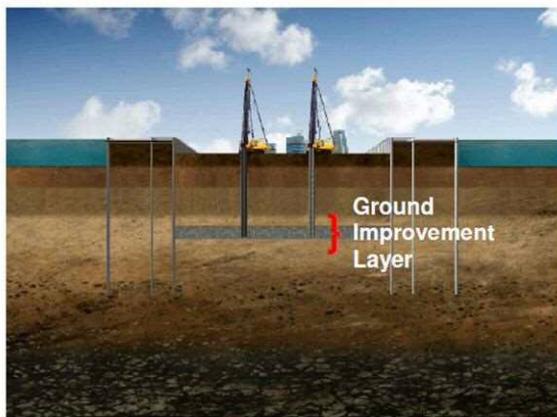
この手順をステージ1、ステージ2と2回繰り返して海底トンネルが完成する。



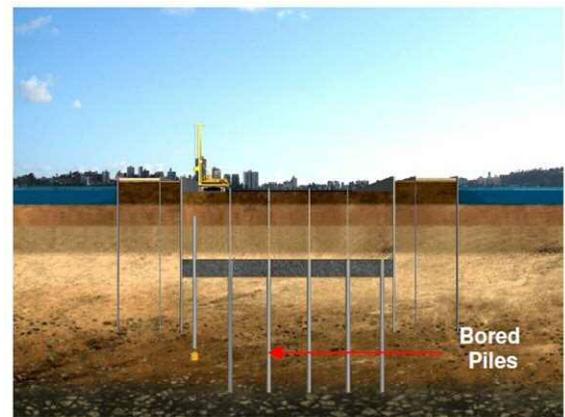
①二重の鋼管矢板による仮締切りの設置



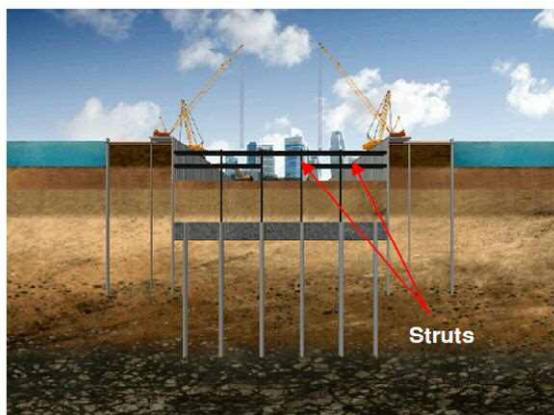
②仮締切り内に浚渫土を投入し一旦陸化



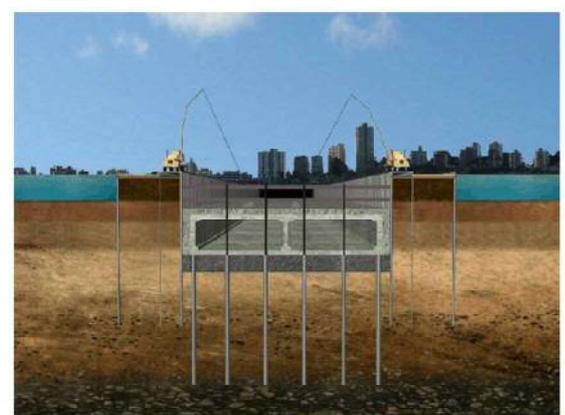
③深層混合処理工法による地盤改良



④トンネル基礎杭の打設



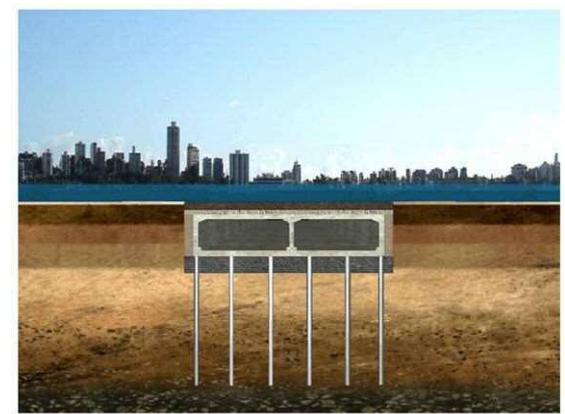
⑤切梁支保工を設置しながら底盤まで掘削



⑥ボックスカルバートンネルの構築



⑦海底地盤高さまで土砂を埋め戻し



⑧仮締切りを撤去し海底トンネル完成

図-5 485 工区の施工フロー¹⁾

3. 本工事における深層混合処理工の適用

(1) 目的

本工事における地盤改良断面図を図-6 に示す。改良地盤には、仮締切り内掘削時において鋼管矢板の変位を抑制する地中梁としての働きに加え、掘削底面のヒービングを抑制することが求められた。他の工法との比較検討の結果、経済的で急速施工が可能な機械攪拌式の深層混合処理工法（CDM: Cement Deep Mixing）が採用された。

改良対象土は厚く堆積した軟弱な海成粘土層中に固結粘性土層が挟在する地盤であった。改良深度はマリーナ湾の海底約-20m である。図-7 に土層分布を示す。また表-1 に CDM 工法の改良仕様を示す。

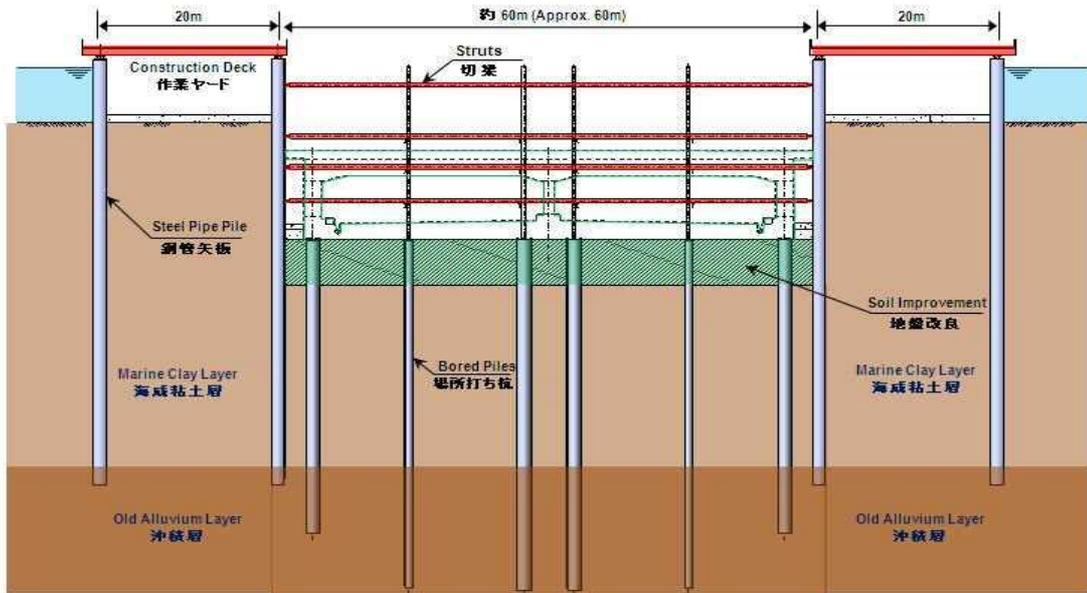


図-6 地盤改良断面図

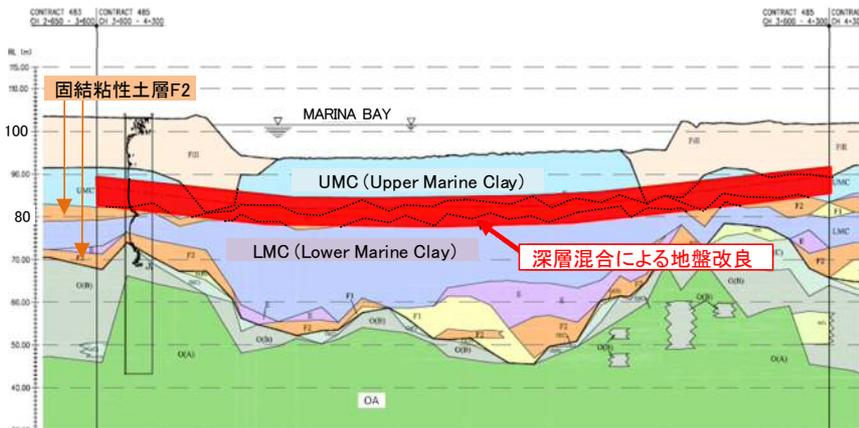


図-7 改良対象土の土層構成

表-1 改良仕様

項目	数量
設計改良面積	40,826 m ²
改良本数	15,690 本
改良長	5.0～9.4 m
合計改良土量	262,573 m ³
構造形式	接円式
パイル断面積	2.99 m ²
改良率	100%
設計基準強度 q_{quick}	800 kPa/m ²
安定材種類	高炉B
安定材使用数量	200 kg/m ³
水セメント比 W/C	100%

(2) 施工方法

二重の鋼管矢板止水壁を構築し、仮締切りの内部を一時的に海から採取した砂で埋め戻すことで、陸上地盤改良機での施工を可能とした。図-8 に深層混合処理工法の施工断面を示す。また改良体を鋼管矢板に密着させるため、止水壁際には高圧噴射攪拌工法（Jet Grout Pile）を併用した。

本工事では2軸式(φ1,300mm×2)のCDM陸上施工機械を使用した。図-9 に施工状況を示す。従来のφ=1,000mmタイプに比べ改良面積が大きく、工期およびコストを低減できた。CDM工法の杭配置は、先行地中梁となる形で断面方向に改良体を連続させるため、改良杭を相互にオーバーラップさせることが必要であった。図-10 に改良杭の配置を示す。ラップ幅は断面方向に20cm、縦断方向は10cmであり高い施工精度が要求されたが、CDM工法を

陸上施工できたことにより潮位の変動等の影響を受けやすい海上施工に比べ効率的かつ高精度な施工が可能となり、隣接する改良杭を確実にラップすることができた。

地盤改良終了後、仮締切り内の掘削時は表-2 に示すモニタリングを実施した。掘削時の変位、切梁反力等に管理基準値を設定し、その何れかが管理基準値の 70%に達した場合を警告値、100%に達した場合を作業停止値として施工管理を行った。

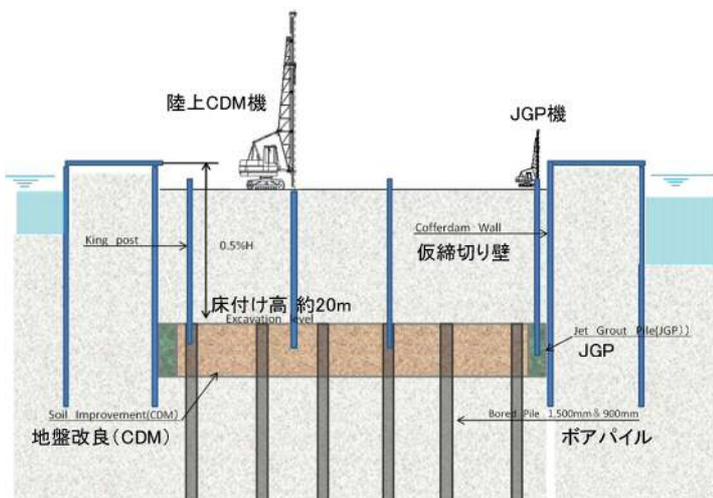


図-8 深層混合固化処理工法断面図



図-9 CDM 施工状況(陸上2軸機)

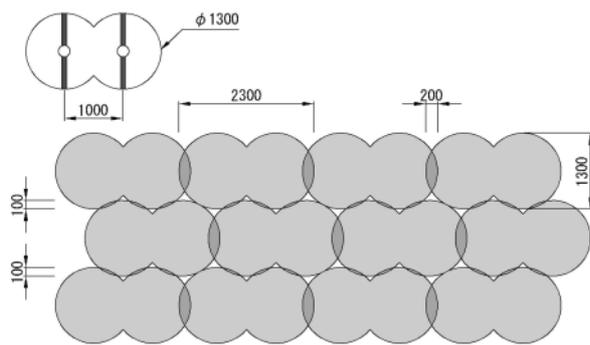


図-10 CDM 改良杭の配置

表-2 開削時のモニタリング項目

モニタリング対象	計測項目
鋼管矢板	傾斜計(変位)、ひずみ計(応力)
CDM改良地盤	土圧計(地梁軸力)
ヒービング	層別沈下計(変位)
掘削下部の地盤	間隙水圧計(過剰間隙水圧)
	層別沈下計(変位)

(3) 地盤改良の効果

本工事では改良強度が一軸圧縮強さ qu と弾性係数 E の両方で規定されており、設計基準強度は $qu_{ck}=800kPa$ 、 $E=140MPa$ であった。施工後の調査によると、CDMの現場安定処理土の一軸圧縮強さ qu_f の平均値は $qu_f=2,955kPa$ であり、標準偏差 (σ) $\times qu_f=1,839kPa$ であった。図-11 に CDM 改良土の一軸圧縮強さの頻度分布を示す。改良対象土層は軟弱粘土の UMC 層、LMC 層と、それらの中にある固結粘性土層からなっていた。全体の改良層厚が 5.0~9.4m と薄いことから、全層において同一の固化材添加量で安全側に改良した結果、2つの強度分布が重なるような分布形状を示した。

図-12 に改良土の一軸圧縮強さと弾性係数の関係を示す。両者には比例関係があるとされており、設計では $E=175 \cdot qu$ として変形解析を行った。事後調査の結果では $E=(90\sim260) \cdot qu$ の範囲に分布しており、ばらつきは大きいものの、設計の要求事項を満足することが確認できた。

仮締切り内の開削は切梁の設置段数に合わせ 5 層で行った。掘削層ごとの底盤のヒービング量を図-13 に示す。解析では床付け時には 110mm~120mm の隆起が予想されたが、実際は 10mm 程度の変位に収まった。

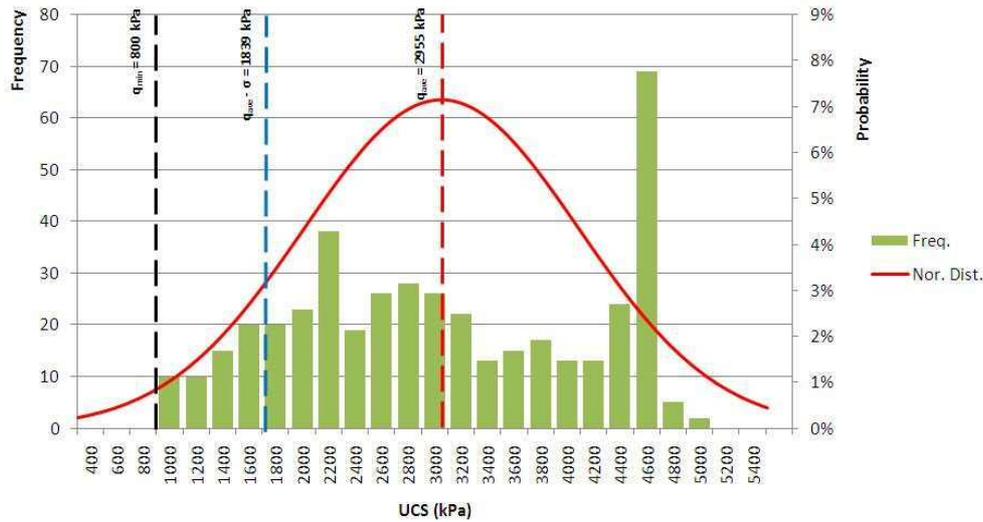


図-11 固化処理土の一軸圧縮強さの頻度分布

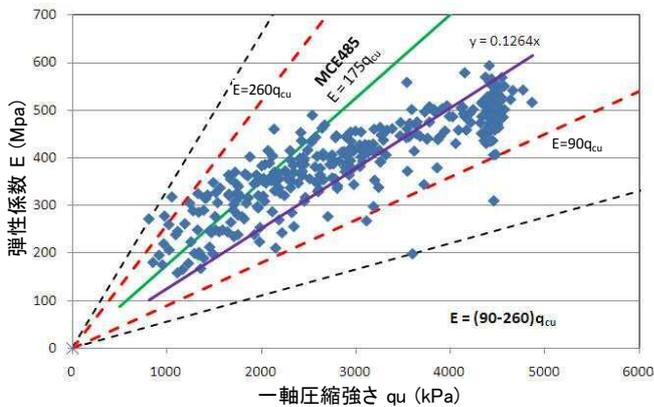


図-12 一軸圧縮強さと弾性係数の相関

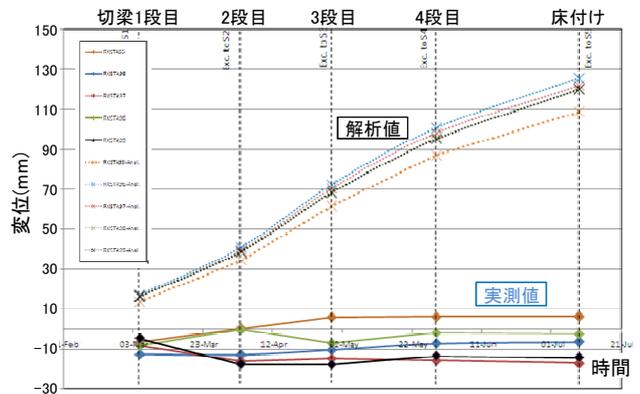


図-13 床付け面のヒービング量

4. おわりに

本工事は当社が設計・施工方式で行ったものである。

地盤改良の施工にあたり、仮締切り内を埋め戻し陸化することによって陸上機械で安定した地盤での作業が可能となり、改良作業を精度よくかつ効率的に実施することができた。改良対象土層は主に軟弱粘土の UMC 層と LMC 層およびそれらの中間にある固結粘性土層であったが、安全側の固化材添加量で全層を改良した結果、設計基準強度を満足するとともに止水壁、開削底面の変位は計画値内に収まり、無事工事を完了することができた。

最後に、本工事の発注者である LTA から2年連続で、"Safety Excellence Construction Awards"を頂いた。これらは工事に様々な形で尽力頂いた全ての関係者の協力のおかげであり、この場を借りてお礼申し上げる次第である。

【参考文献】

- 1) シンガポール陸上交通省ホームページより：

<http://www.lta.gov.sg/content/ltaweb/en/roads-and-motoring/projects/marina-coastal-expressway-mce.html>

無排泥粘土遮水壁工法による河川漏水対策工事の施工

株式会社近藤組 正会員 前田 浩司
ライト工業株式会社 正会員 ○池田 幸一郎

1. はじめに

昨今、記録的な豪雨による河川災害が頻繁に発生している。平成 24 年 7 月九州北部豪雨では、福岡県を流れる矢部川が、平成 27 年 9 月関東・東北豪雨では鬼怒川が決壊し、甚大な被害が生じたのは記憶に新しい。決壊原因にはパイピングや越流、浸透破壊などが考えられ、その対策が全国の河川で急がれている。このほど、主材料を粉体状の天然粘土鉱物（以下、EC ウォール材）を用いた、高い遮水性能と長期耐久性能および変形追従性能¹⁾を有する粘土の遮水壁を造成するエコクレイ（以下、EC）ウォール工法により、河川堤防のパイピング防止を目的に施工を行った。本稿にて報告する。

2. 工事概要

平成 12 年 9 月の東海豪雨では、矢作川において越水や漏水等が発生したため、災害防止を目的とした漏水対策護岸工事が順次実施されている。施工位置（写真-1）は、平成 25 年度から愛知県が実施する県道（都）豊田則定線の改良に伴う高橋橋梁の架替えと併せて漏水対策工事が行われており、この対策が実施されると、豊田市内の一連区間の整備が完了する²⁾。



写真-1 ECウォール施工位置

(国交省中部地方整備局豊橋河川事務所 HP より)

3. ECウォール工法の適用

本工事は、堤防基礎地盤のパイピング防止を目的としている（図-1）。一般的な工法としては、川表への鋼矢板にて浸透を防止するが、当該現場は砂礫層が主体の硬質地盤であり、鋼矢板の打設は困難であったことから、ソイルセメント連壁工法である TRD 工法にて計画されていた。このため、発注者の施工承認により施行機械が同じで施工性に問題がなく、遮水性能も同等以上を確保できる EC ウォール工法で実施した。

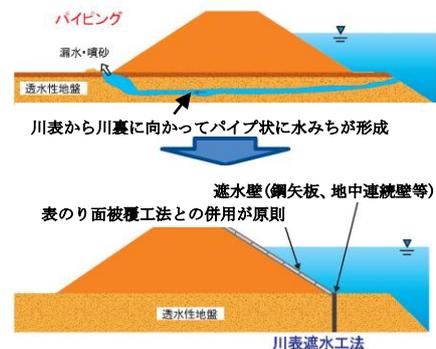


図-1 パイピングのメカニズム

(国交省中部地方整備局豊橋河川事務所 HP より)

4. ECウォール工法の施工方法（3パス施工）

ECウォール工法は、カッターチェーン方式による等厚式施工機械を用いて少量の掘削液で先行掘削（1パス）した後、戻り横行（2パス）にてスタート位置に戻り、最後の横行にて ECウォール材を地中で混合攪拌（3パス）する（図-2）。ECウォール材は、湿潤状態にある掘削液混合土の水分子を吸水膨潤することで土粒子間の空隙を充填し、排泥を発生させずに遮水壁を造成する。

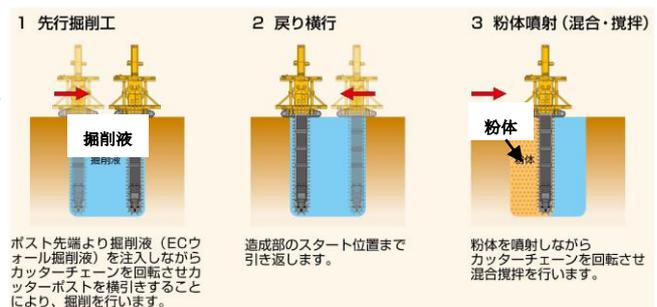


図-2 ECウォール工法施工手順図

Title:Construction of Non-Displacement Type Impervious Clay Wall to Mitigate Seepage in River Embankment
Kouchirou Ikeda(RAITO KOGYO CO.,LTD.)

5. 施工配合

施工前に当該現場の土質を採取し、**図-3**に示す EC ウォール室内配合試験フローに沿って室内配合試験を行った。要求遮水性能は透水係数 $k=1.0 \times 10^{-8} \text{m/s}$ 以下であることから、EC ウォールの透水係数を 1/5 に設定し、室内目標透水係数 $k=2.0 \times 10^{-9} \text{m/s}$ とした。また、掘削液は 5%濃度に調合し、対象土量 1m^3 当たり $200 \sim 300 \text{L/m}^3$ (注入率 20 ~ 30%) を投入した。

混合攪拌試験は、掘削液混合試験および粉体混合試験の 2 つに対して行い、各混合試験毎にテーパーフロー試験 (JIS R 5201) 結果が既定の範囲内に収まるとともに、要求性能が確保できる最適配合とした。室内配合試験結果より、掘削液および粉体の対象土量 1m^3 当たりの EC ウォール材総添加量は 102.5kg/m^3 と決定した (表-1)。

表-1 当該現場 EC ウォール配合試験結果

配合 No.	混合試料		粉体配合量 (ECウォール材配合量) (kg)	T.F. (130以内)	透水係数 (m/s) (2.0×10^{-9} 以下)	ペントナイト量 掘削液+粉体 (100kg程度)
	試料土 (m^3)	掘削液 (L/m^3)				
1			80	105	2.71×10^{-9}	90.0
2	1	250L (注入率25%)	90	103	6.37×10^{-10}	102.5
3			100	103	4.60×10^{-10}	115.0

6. 施工時の工夫

当該現場の施工数量を**表-2**に示す。施工深度は 16.8~17.8m と比較的深く、不透水層に貫入長 1.0m とする。対象地盤は玉石混り砂礫や粘土混じり砂礫で換算 N 値 100 を超える硬質地盤 (**図-4**) である。施工開始位置でのカッターポストの建込み作業の際、ジャーミングトラブルが確認された。このため先行掘削中にカッターポストのジャーミングが想定された。そこで、1 パスの先行掘削では、計画液量の 1/3 程度で攪拌し、掘削トレンチ内の掘削混合土に懸垂力(粘着力)を持たせ、カッターチェーンの回転により玉石を地上に排出させ、ジャーミングを低減しながら先行掘削を行った。尚、地上部に排出された玉石は礫径 250mm 程度であった (**写真-2**)。また、施工時における排泥量はごくわずかで、ガイド用トレンチ内 (1.0m×1.0m) に収まり、排泥の搬出がなかったことから実質的に無排泥施工ができた。

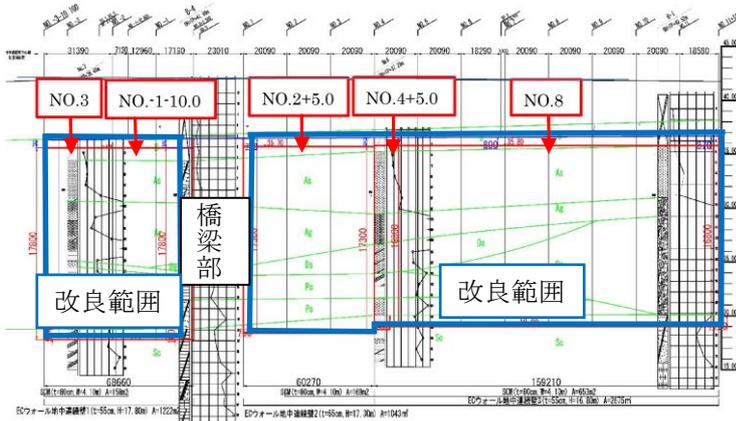


図-4 土質縦断面図および試料採取位置



写真-2 地上に排出された玉石

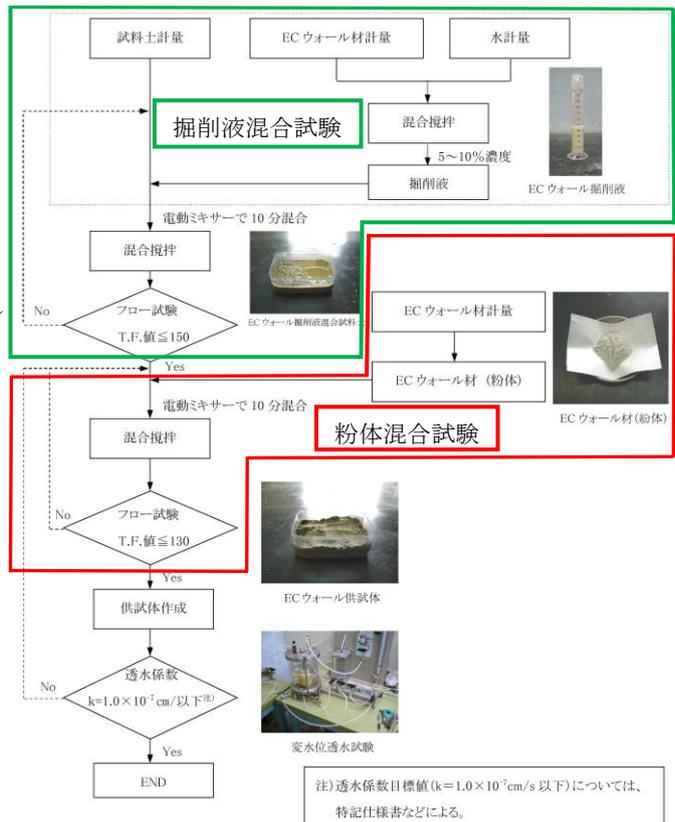


図-3 EC ウォール室内配合試験フロー

表-2 施工数量

施工延長	288.14m
壁 厚	550 mm
壁 深 度	16.8~17.8m
壁 面 積 橋梁部	4,940 m ²
要求品質	壁体透水係数 $k=1.0 \times 10^{-8} \text{m/s}$
遮水壁施工期間	平成 27 年 1 月 ~ 平成 27 年 4 月

7. ECウォール工法の品質管理

管理項目を表-3に示す。施工時の流動性については、テーブルフロー試験（JIS R 5201 セメントの物理試験方法）にて、掘削時のフロー値が150mm以下、造成時のフロー値が130mm以下になることを規格値とした（図-5、図-6）。

表-3 ECウォール工法の施工管理³⁾

ECウォール施工	施工中	材料使用量	設計値以上	施工日毎	納入量と残存量の対比
		掘削液配合	計画値±2%	1回/日	比重計
		掘削時の流動性	T.F. ≤ 150	1回/日	テーブルフロー試験器
		造成時の流動性	T.F. ≤ 130	1回/日	テーブルフロー試験器
		施工速度	50~100mm/分	造成1m毎	ストップウォッチ
		粉体量の確認	設定値±2%	造成中随時	専用管理計器
		法線位置	設計±30mm	掘削中随時	トランシット(目視)
		鉛直精度	±1/250以上	掘削中随時	モニター(監視)
		掘削深度	設計値以上	深度変更毎 (1回/2000m ²)	残尺測定
	施工後	造成壁の遮水性	透水係数 1.0×10^{-7} cm/s 以下	1回/2000m ²	ウェットサンプリング



図-5 掘削液のテーブルフロー試験結果



図-6 造成時のテーブルフロー試験結果

8. 品質確認試験

施工ライン上の5カ所の位置（図-4）で、試料採取器によるウェットサンプリング採取方法（図-7）によって、深度方向に3深度（GL-3m、GL-10m、GL-16m）の試料採取を行い、全ての試料において要求性能（ $k=1.0 \times 10^{-8}$ m/s 以下）を満足している事を確認した（表-4）。

図-7 試料採取器によるウェットサンプリング採取方法

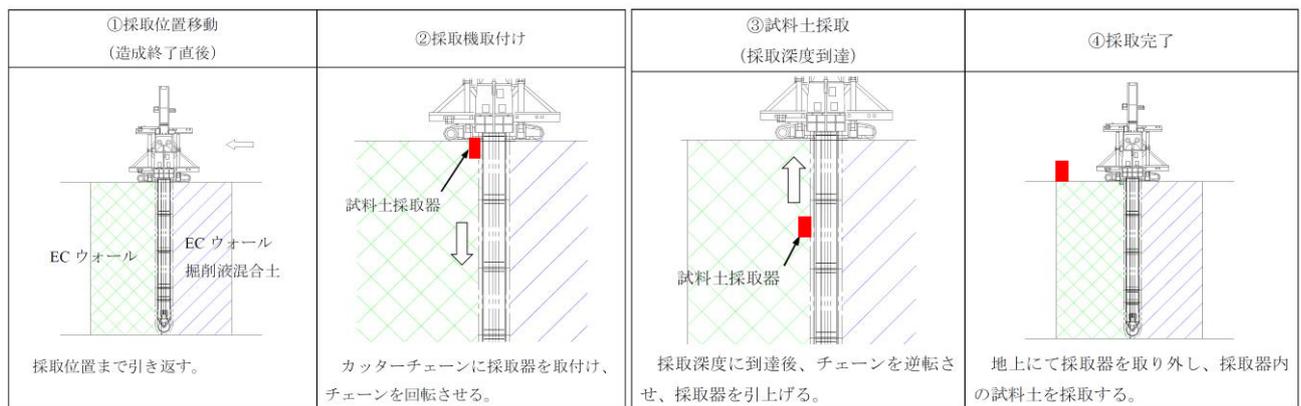


表-4 各ウェットサンプリング位置における透水係数 (m/s)

採取位置 (測点 NO.)	GL-3m	GL-10m	GL-16m
NO.-3	5.11×10^{-10}	7.01×10^{-10}	2.61×10^{-10}
NO.-1-10.0	2.73×10^{-11}	4.59×10^{-11}	1.46×10^{-10}
NO.2+5.0	7.53×10^{-10}	9.04×10^{-10}	4.94×10^{-10}
NO.4+5.0	5.89×10^{-11}	5.88×10^{-11}	2.98×10^{-10}
NO.8	7.94×10^{-10}	5.37×10^{-10}	7.03×10^{-10}

9. ECウォールと護岸の一体化

原設計では、TRD 工法の施工時に発生する排泥を再利用することで、法留と TRD 壁の継ぎ目を一体化する計画であった(図-8)。ECウォール工法は排泥がほとんど発生しないため、写真-4 に示すバックホウ型の攪拌機を用いて安定処理工(ソイルセメント)を造成することで、護岸の遮水シート、法留、安定処理工並びに ECウォールが一体となり、河川水の浸透を防ぐ構造としている。安定処理工は、原設計(TRD 工法)と同じ設計基準強度 $quck=500(kN/m^2)$ および、透水係数 $k=1.0 \times 10^{-8}(m/s)$ に設定した。室内配合試験結果より、高炉セメント B 種にて添加量 $170kg/m^3$ 、水セメント比 $W/C=100\%$ と設定した。図-9 に ECウォールと護岸の一体化モデル図を示す。

表-5 安定処理工の品質確認

採取位置	一軸圧縮強度 (kN/m ²)			平均強度 (kN/m ²)	目標強度 (kN/m ²)	透水係数 (m/s)
	1 供試体	2 供試体	3 供試体			
NO.9	1,071	956	924	984	500	2.71×10^{-9}
NO.3	1,150	1,009	1,259	1,139		2.06×10^{-10}
NO.-2	1,149	1,190	1,072	1,137		2.16×10^{-11}



写真-3 安定処理工のエリア



写真-4 安定処理工の施工状況

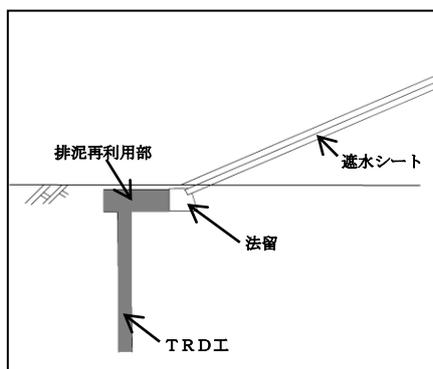


図-8 TRD 工法による施工方法⁴⁾

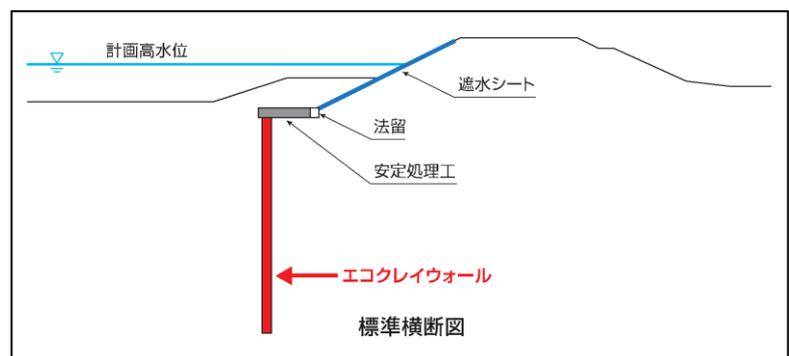


図-9 ECウォールと護岸の一体化構造

10. おわりに

一級河川矢作川にて漏水対策を目的として、ECウォール工法が初めて採用され、要求性能を満足し、施工を終了することができた。今後の河川堤防における浸透防災対策として実績を重ね、河川災害防止並びに低炭素循環社会の推進に寄与できれば幸いである。

参考文献

- 1) 栗原太志・乾徹・勝見武・嘉門雅史・荒木進 (2010) : 地中連続遮水壁に用いるソイルベントナイトの動的特性と地震時挙動, 第 45 回地盤工学研究発表会.
- 2) 平成 27 年度事業概要矢作川, 国土交通省中部地方整備局豊橋河川事務所, 豊橋河川事務所 HP.
- 3) 一般財団法人土木研究センター 建設技術審査証明報告書 (建技審証 第 0701 号) 「エコクレイウォール工法」内容変更・更新平成 24 年 5 月 102 頁.
- 4) 真柄護岸工事 TRD 工法報告書平成 12 年 10 月 建設省東北地方整備局新庄工事事務所 21 頁.

対策必要土における封じ込め遮水工法の施工管理等について

(株)フジタ 特別会員 ○倉増 敬

1. はじめに

第二東名高速道路額田インターチェンジ工事は延長約 2.8 km、切土量 2,400,000 m³、盛土量 1,000,000 m³として中日本高速道路株式会社名古屋支社より発注された。当工事は愛知県の西三河地区に位置しており、その周辺では基準を超えた重金属等や黄鉄鉱を含有している変成岩や土壌（以下、対策必要土）が分布している。対策必要土の処理方法として最終処分場への運搬があるが、処分場への距離や処理能力が工程に大きく影響を及ぼす可能性がある。それに対し、当工事で採用した封じ込め遮水工法はそういった制約を軽減することができる。遮水材料としては遮水シートとベントナイト混合土を用いて、盛土材の上部と下部それぞれを保護することで流出を防止する。その一方で、施工完了後は、工事区域近傍の地下水並びに表面水の水質調査を実施し、工法の有効性を検証した。

本稿は、対策必要土に対し適用した事例の少ない封じ込め遮水工法の施工方法や構造などを整理し、その記録を残すものである。

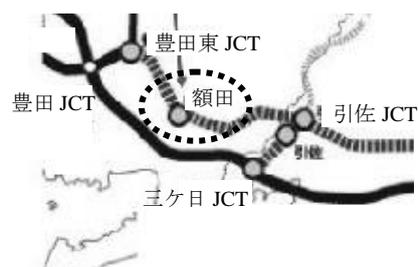
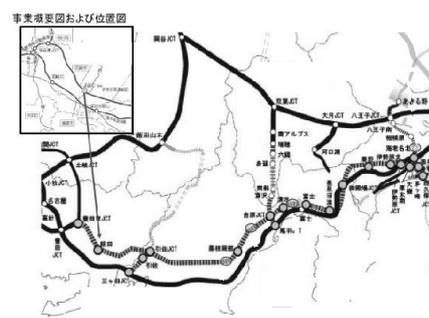
2. 工事概要

本工事区間は、新設される新東名高速道路の内、愛知県岡崎市生平町から榎山町までである。現場位置を図-1 に示す。当工事で高速道路本線区間とインターチェンジ部の土工基面の整形及びそれらに付帯する構造物を構築する。工事当初は高速道路の構築に支障となる河川の付替や、市道の切廻し、橋台・橋脚・函渠・堰堤工といった構造物の施工を行った。その後、主体の工事である土工事に着手した。

発注当初の諸元を下記に示す。

工事名称：第二東名高速道路 額田インターチェンジ工事
発注者：中日本高速道路株式会社名古屋支社
工事場所：愛知県岡崎市生平町から榎山町
工期：平成 21 年 10 月 27 日 ～ 平成 26 年 4 月 3 日
工事延長：2,758 m (内、353 m が橋梁)
施工内容：切土量 2,400,000 m³、盛土量 1,000,000 m³

橋台 4 基、橋脚 7 基
付替水路、堰堤工、沈砂池他
深礎杭：L=56 m(φ2.5～5.5 m)
場所打杭：L=60 m(φ1.5 m) など



(現場位置詳細)

図-1 現場位置図

工事着工後に、現場周辺において想定以上の対策必要土が発見した。処理の方法として、場外への搬出などが検討されたが、現場から処理場までの距離が 24km と遠く離れているため、当工事では、設計変更により対策土の封じ込め遮水工法が追加となった。

3. 対策必要土封じ込め遮水工法の施工管理

3.1 適用

対策必要土は地下水や土中の浸入水に対して重金属等が、基準を超えて溶出する可能性がある。また、黄鉄鉱等を含んだ酸性土は、水や酸素と反応することにより酸化し、強酸性水として流動する。特に、重金属等は土壤汚染対策法の対象にもなっている。それら対策必要土の対策方法として封じ込め遮水工法がある。

これは遮水シートや粘性土層の構築により、対策必要土と水との接触やその溶出水の流出を防ぐものである。当現場の遮水工法の諸元を表-1に示す。封じ込める対策必要土は当現場及びその近接工事から発生したものである。

表-1 諸元（対策必要土封じ込め遮水工法）

項目	単位	数量	備考
対策必要土	m ³	115,000	
ベントナイト混合土	m ³	8,100	現場製造
遮水・保護シート	m ²	17,000	カバーシステム
遮水・保護シート	m ²	17,000	底部ライナー
固定コンクリート	m	687	保護シート固定
保護砂	m ³	21,000	

3.2 構造

対策必要土封じ込め遮水工の構造概要を図-2に示す。構造は重金属等を含む対策必要土の下部に設置する底部ライナーと上部に設置させるカバーシステムから構成され、対策必要土を包み込むような形になる。

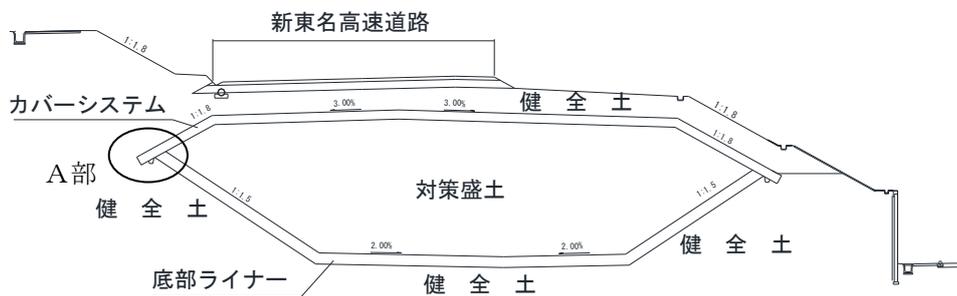


図-2 対策必要土封じ込め遮水工概要図

底部ライナーは、粘性土層であるベントナイト混合土、遮水シート（1重）、保護シート（2重）、保護層（敷砂1層）からなる。カバーシステムは、遮水シート（2重）、保護シート（3重）、保護層（敷砂2層）からなる。図-3に図-2のA部に当たる箇所の底部ライナーとカバーシステムの詳細を示す。なお、遮水シートはポリエチレンシート、保護シートは不織布である。

底部ライナーの法面で法長が最も長いところは22mである。遮水シートの固定にはトンバック等の重量物を用いることもあるが、当施工では法長が長いので、法肩にコンクリートを打

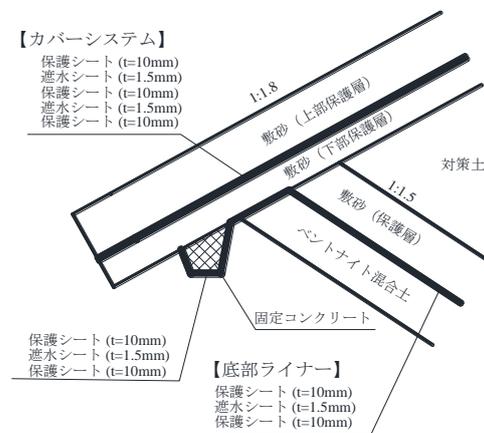


図-3 遮水工詳細（A部）

設することでシート固定した（固定コンクリート）。この目的はシートがずり落ちることを回避させシートを均一にたるむことなく設置することである。

遮水シートの破損防止のため、保護層となる敷砂付近の盛土材の粒径に留意する必要がある。また、保護層の敷砂は盛土に対して 2~3 m 程度先行して施工することが望ましい。これは、保護層の敷砂を施工中、降雨などの影響により保護層の敷砂が崩れてシートを引っ張ることでシートのずれや損傷につながるためである。

3.3 ベントナイト混合土の設計

底部ライナーの粘性土層としてベントナイト混合土が用いられる。ベントナイト混合土に使用した母材は現場発生土、添加材は購入材である。現場発生土は、硬岩を掘削した際に土砂化したものであるため、巨礫（礫径 256mm 以上）を多く含んでいた。ベントナイト混合土の母材に巨礫が多い場合、土中間の間隙が大きくなり透水係数が大きくなる傾向がある。そこで、現場発生土は篩分け(20 mm)をしてから母材として使用することとした。母材の室内土質試験結果を表-2 に示す。

封じ込め遮水工の粘性土層に用いられるベントナイト混合土の透水係数は 1×10^{-8} m/s 以下が求められる。この値を基にして配合設計を行い、室内配合試験及び現場での試験施工により、目標の透水係数が確保できているかを確認する。まず、母材の乾燥質量に対し 5%、10%、15%、20% のベントナイトを添加した 4 種類の混合土から室内透水試験を実施した。結果をそれぞれ図-4 と図-5 に示す。ベントナイト混合土は通常の粘土と同様に、透水係数と乾燥密度に相関関係が見られる。母材が現場発生土であり物性のばらつきが予想されたので、目標とする品質管理透水係数を設計の値より 20%安全側にし、配合設計を行った。

$$k_q = \frac{k}{1.2} = \frac{1.0 \times 10^{-8}}{1.2} = 8.3 \times 10^{-9} \dots (1)$$

ここで、 k_q : 品質管理透水係数(m/s)、 k : 設計透水係数(m/s)である。

以上の結果より、ベントナイト添加率を 11.2% とし、その時の添加量から母材質量当たりの管理値を決定した。

表-2 母材（ベントナイト混合）の室内試験結果

項目	単位	試験結果	
土粒子密度	g/cm ³	2.688	
土の自然含水比	%	5.0	
粒度	最大粒径・Dmax	mm	37.4
	石分(75mm以上)	%	0.0
	礫分(2~75mm)	%	46.5
	砂分(0.075~2mm)	%	40.9
	シルト分(0.005~0.075mm)	%	11.4
	粘土分(0.005mm未満)	%	1.2
コンシステンシー	均等係数 U _c	-	74.2
	液性限界 WL	%	NP
	塑性限界 WP	%	NP
	塑性指数 IP	%	NP
分類	地盤材料の分類名	-	細粒分まじり砂質礫
	分類記号	-	GS-F

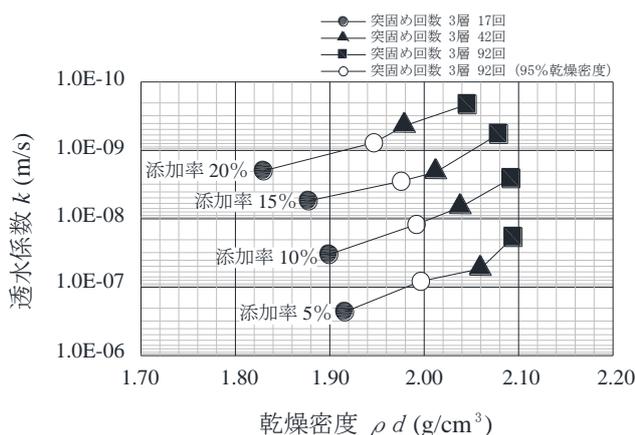


図-4 透水係数と乾燥密度

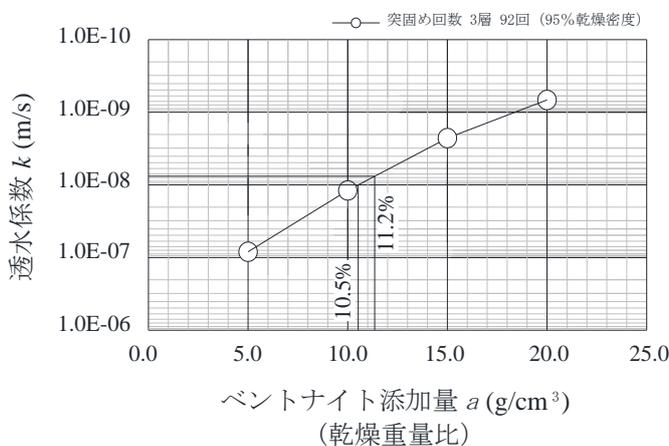


図-5 透水係数と添加率

3.4 ベントナイト混合土の品質管理

ベントナイト混合土製造の日常管理試験として、ファンネル粘度試験を行った。ファンネル粘度試験とは、現場で製造した試料のファンネル粘性度を試験室で測定することにより、試料のベントナイト添加率を測定するものである。日常管理試験を行う前に、ファンネル粘性試験検量線より管理基準値を決定した。結果を図-6に示す。設計添加率の流下速度は22.8秒でありこれを管理基準値と設定した。そして、日常管理試験では製造した混合土にベントナイトが適正に混合されているか否かを確認した。また、転圧後の添加率も現場密度測定に用いるRI計測を用いて確認することとした。まず、RI計器のインプットデータとなる最大乾燥密度を設計の添加率における乾燥密度とする。つぎに、RI計測における締固め度の管理基準値を100%以上とすることで、その値を超えた時、適正にベントナイトが添加されていることと締固めが適正になされていると判断することにした。

配合設計で得られた透水係数が実施工でも得られているかどうかを試験によって確認した。透水係数算定のために行った試験は、ブロックサンプリングにより採取した試料から作製した供試体透水試験と、マリOTTサイホンを用いた現場透水試験の2種類である。ブロックサンプリング試験は、現場で作製した供試体を室内試験室にてモールドに入れ現場透水係数を確認した。マリOTTサイホンを用いた現場透水試験は、現地で試験孔を掘削して、孔内を定水位に保つことで水圧を一定にし、給水量と時間を算定することで現場透水係数を算出した。試験概要を図-7に示す。マリOTTサイホンの試験では、試験孔の掘削時に、礫（ $D_{max} = 20mm$ ）の影響による孔壁の凹凸が生じ、試験値に乱れが見られた。そのため、透水係数の管理はブロックサンプリングによる室内透水試験により管理する事とした。

ブロックサンプル試料採取のための試験ヤードを3つのブロックに分けた。そして、それぞれのブロックは10tローラーによる転圧回数を変えることとする。転圧回数はそれぞれ、1ブロックは6回、2ブロックは8回、3ブロックは10回とした。また、RI測定での現場密度測定を参考としブロック毎に、現場密度の最大値、中間値、最小値を示し

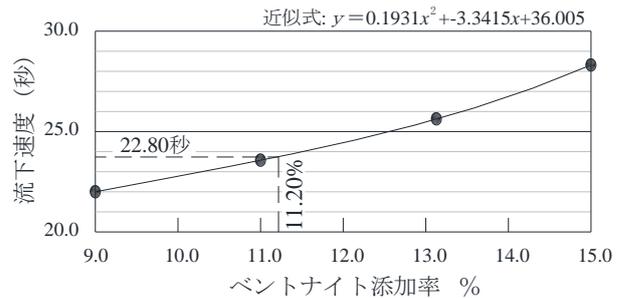


図-6 ファンネル粘性試験検量線

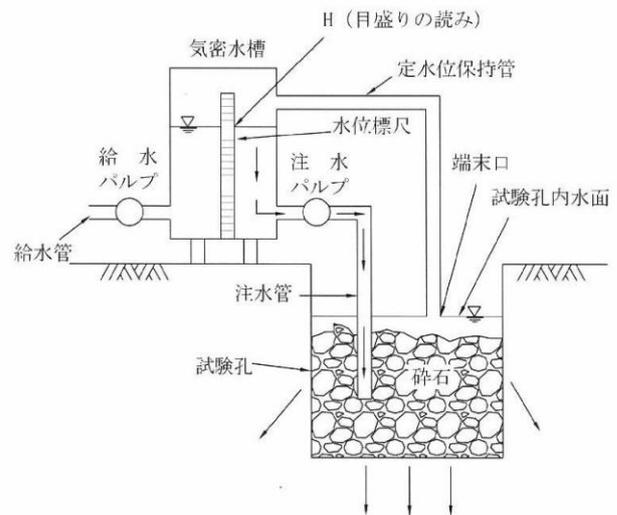


図-7 マリOTTサイホンを用いた現場透水試験

表-3 ブロック毎の現場透水係数

ブロック名	ブロックサンプリング・室内透水係数 (m/s)			
	密度最大値	密度中間値	密度最小値	平均
1ブロック	2.2×10^{-9}	2.4×10^{-9}	3.3×10^{-9}	2.6×10^{-9}
2ブロック	1.4×10^{-9}	1.9×10^{-9}	5.2×10^{-9}	2.8×10^{-9}
3ブロック	1.1×10^{-9}	2.5×10^{-9}	4.6×10^{-9}	2.7×10^{-9}

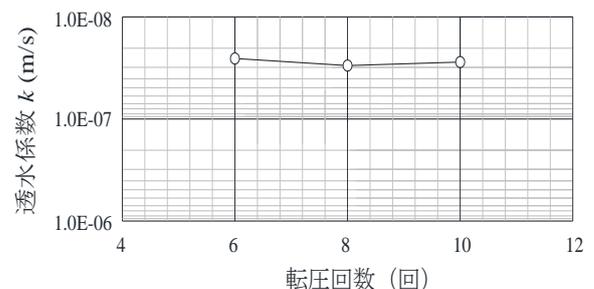


図-8 転圧回数 - 透水係数の関係

た箇所計 9 箇所にて試料を採取した。表-3、図-8 に転圧回数と透水係数の関係を示す。結果はいずれの値も基準値を満たし、転圧回数による大きなばらつきは見られなかった。

転圧回数と締固め度の関係を図-9 に示す。6 回転圧で締固め度が 100% を超え、その後 6 ~ 10 回にかけては収束に向かってはいるが上昇傾向にあることが分かった。これらのことから、実施工時の転圧回数を 10 回とした。

また、施工における対策必要土の品質管理は、通常の盛土と同様に RI 計測器により現場密度を測定した。

3.5 遮水シートの品質管理

遮水・保護シート施工状況全景を写真-1 に示す。この遮水シートは幅 6.3 m、延長 140 m のロール状になっており現場にて溶着を行う。この溶着には溶着機を用いるが、本施工前に溶着機の選定及びシートの品質、施工方法が適切であるかの確認を行った。この試験に用いた方法はバイス剥離試験である。この試験は、まず試験サンプルを作製し、この試験サンプルを強制的にハンドバイスによって剥離させ、その剥離後の形状によって試験の可否を判定する方法である。また、施工毎に加圧試験を行う。これは接合部を加圧し、空気圧を測定することで接合部の品質を確認する方法である。試験状況を写真-2 に示す。接合部の出来形は最終的に展開図にまとめ、品質管理報告と共に発注者へ提出した。

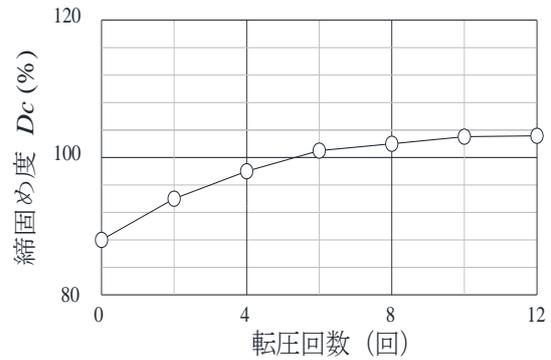


図-9 転圧回数- 締固め度の関係



写真-1 シート施工状況 (カバーシステム)

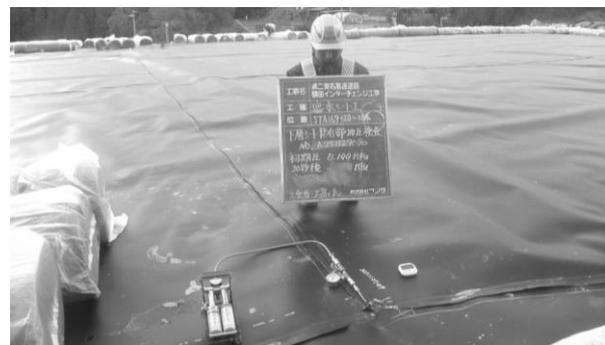


写真-2 加圧試験状況

4. 周囲環境へ影響及び計測

4.1 水質観測井戸

対策盛土の平面形状を図-10 に示す。この盛土による施工中及び施工完了後の地下水への影響を調べるため、対策必要土封じ込め遮土工近傍に観測井戸を設けて水質の観測を行った。

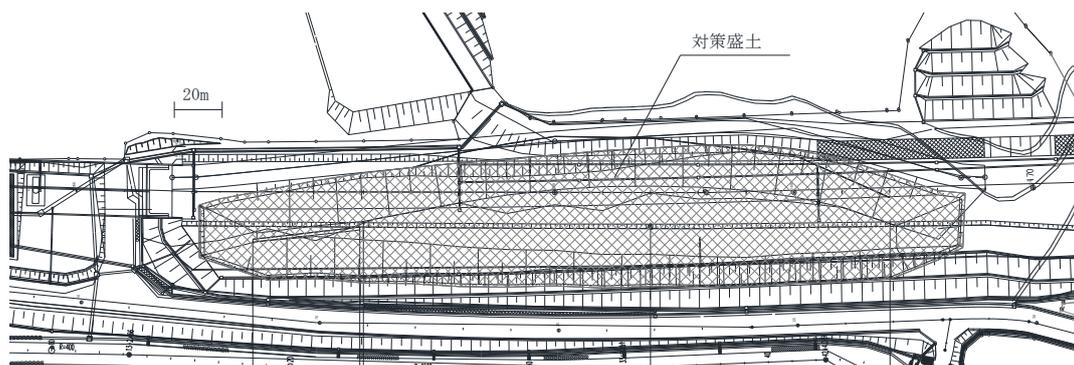


図-10 対策盛土の平面形状

水質監視の項目及び判定基準値を表-4に示す。基本項目は日常管理として、環境項目と重金属等は定期管理として1回/月で試験を行うこととした。環境項目は生活環境の保全に関する環境基準の基本項目である。また、重金属類等の項目は、発注者が行った新東名高速道路での事前調査において、土壌環境基準不適合が確認された鉛・カドミウム・砒素・セレンとした。また、これらに加え、強酸性水が発生した場合、溶出しやすくなるマンガ、アルミニウムについても監視項目とした。監視は平成27年3月現在でも継続して行っている。

表-4 水質監視項目および基準値

モニタリング項目		判定基準値(管理基準値)
基本項目	濁度 (ホルマジン濁度)	30度以下
	pH	5.8 以上 8.6 以下
	電気伝導率(EC)	30 mS/m以下
環境項目	浮遊物質量(SS)	1×10 ² mg/m ³ 以下
	化学的酸素要求量(COD)	1×10 ² mg/m ³ 以下
	生物化学的酸素要求量(BOD)	1×10 ² mg/m ³ 以下
	n-ヘキサン抽出物質(鉱油類)	2×10 ³ mg/m ³ 以下
重金属	砒素(As)	1×10 ⁵ mg/m ³ 以下
	鉛(Pb)	1×10 ⁵ mg/m ³ 以下
	カドミウム(Cd)	3×10 ⁶ mg/m ³ 以下
	マンガ(Mn)	1×10 ³ mg/m ³ 以下
	アルミニウム(Al)	1×10 ³ mg/m ³ 以下
	セレン(Se)	1×10 ⁵ mg/m ³ 以下

4.2 吐口工からの流出水の計測

施工中の封じ込め遮水工内の降水を処理するため、堅坑を設けた。この堅坑の水は最終的に地下排水管を通じて吐口工から排水される。この排水された水は、上部のカバーシステムを設置する前に対策必要土に浸入した水であるため、汚染水となっている可能性があったので、この水を処理する汚染水処理プラントを設けた。このプラントは排水のpH調整を行うことで強酸性水及び砒素を処理することができる。

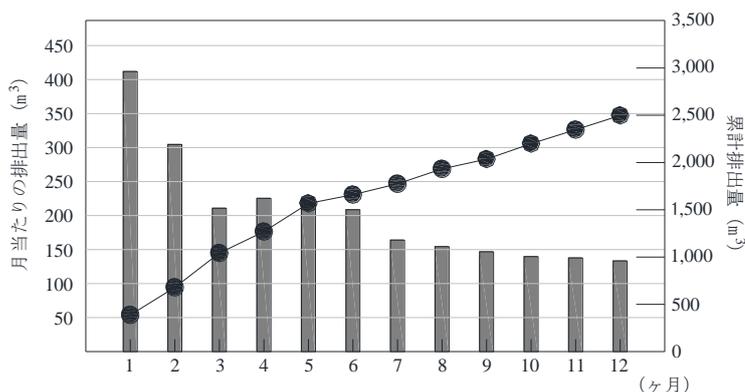


図-11 吐口工からの排水量推移
(カバーシステム完了後)

図-11 に吐口工からの排水量の推移を示す。カバーシステムが完了して1年4

ヶ月経った平成27年3月現在でも吐口からの排水は確認されている。これは、施工中の降水を保護シートや保護層が保持していたことと、その後の盛土に起因する圧密により、排水が続いているものと思われる。ただし、排水量は減少傾向にあり、カバーシステムが正常に機能していると考えられる。

5. おわりに

対策必要土の封じ込め遮水工法は場外搬出と比べ、工程短縮および労務削減につながるが、工事周辺の環境に影響を及ぼす可能性もある。そのため、適切な試験や検査を基に品質管理を行い、周辺環境に対する変化を適宜監視し、配慮をする必要がある。なお、施工及び、論文の作成にご指導を賜った発注者の中日本高速道路株式会社名古屋支社をはじめ、本社、支店、作業所所員、協力会社の皆様に心より御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 中日本高速道路株式会社 名古屋支社 豊田工事事務所(2011)：新東名高速道路 豊田工事事務所 土工設計・施工マニュアル 黄鉄鉱対策編。

新東名高速道路 豊田東JCT～浜松いなさJCT間における地すべり対策

中日本高速道路㈱ ○ 岩立 次郎

1. はじめに

平成28年2月に開通した新東名高速道路豊田東JCT～浜松いなさJCT間（以下、新東名愛知県区間）55kmは、トンネル延長約16km、橋梁延長約12km、土工量（切土とトンネルずり）約2,300万m³の大規模事業であり、約10年の工事期間を要して建設された。本報告では、長大切土において、地すべりが想定されるもしくは施工中に地すべりの兆候等が見られ、地すべり対策を実施した代表的な個所について、その検討経緯、施工状況等について報告する。その他、当該路線で取り組んでいる切土のり面の監視システムや盛土の健全性確認等についても紹介する。

2. 事業概要

新東名愛知県区間の開通によって、既に開通している区間と合わせ、東京～名古屋間の約200kmのダブルネットワークを形成した。新名神高速道路とともに関東～中部～関西の移動時間が大幅に短縮され、日本の大動脈として、人や物の流れをスムーズにし、三大都市圏の連携を強化するなど、表1のような整備効果が期待される。



図－1 新東名・新名神高速道路の路線図

表－1 期待される整備効果

整備効果	内容
東名の慢性的な渋滞の大幅な緩和	東名では年間600回程度の渋滞が発生しているが、新東名愛知県区間の開通による交通の分散によって、大幅な渋滞緩和が見込まれ、移動時間が短縮するとともに交通事故の減少が期待される。
大規模災害時の早期復旧への貢献	東名より内陸部に位置する新東名は、東名より山側を通過するため地震の被害を受けにくく、また東名とダブルネットワークを形成することにより、被災地への進出の際、リダンダンシーが確保され、災害時の救援・救護活動、早期復旧を支援できる。
大規模更新工事による交通への影響の軽減	大規模更新工事を実施するには、長期間にわたる工事車線規制が必要となるため、渋滞の発生が予想される。新東名が東名で工事規制が実施される際の代替ルートとして機能することで、交通への影響軽減が期待される。
地域の観光や産業への貢献	新東名愛知県区間の開通により、奥三河地域への日帰り観光圏域人口が約400万人増加すると予測されている。観光客の増加による、地域の活性化が期待される。 また、沿線地域の利便性が向上し、企業立地の増加および地域産業のさらなる活性化が期待される。

3. 切土工事の状況

3.1 岡崎地区

(1) 地質状況

当該のり面は愛知県岡崎市奥殿地区に位置する延長約 1.5km 最大高さ 60m (9段) の切土である。地質は、中生代白亜紀の新期領家花崗岩に属する細粒花崗岩から構成されており、切土の上部はD～CL級の強風化したマサ土～軟岩程度の岩盤であるが、それ以深はCM～CH級の中硬質～硬質岩盤となっており発破掘削により施工した。



【施工時のり面状況】



【大規模崩落状況】



【完成航空写真】

写真－1 岡崎地区の状況

(2) 施工時の状況

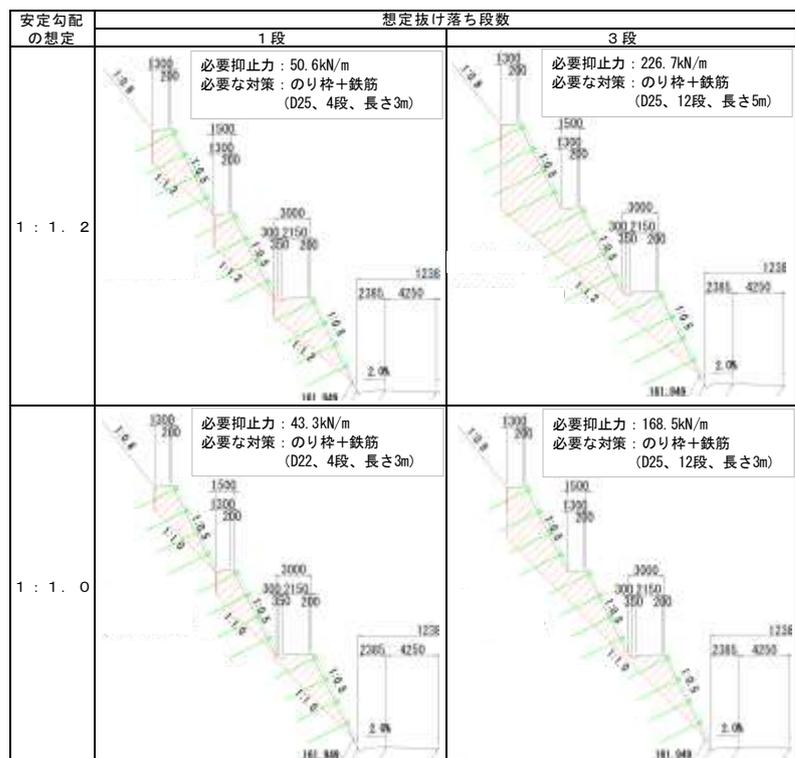
切土のうち下段の硬岩部については 1:0.5 の勾配で設計されており、切土施工を進めたところのり面に亀裂が多数確認され小規模な抜け落ちも見られたこと、また、切土終盤において、一部で大規模な崩落 (写真－1 中段) が発生したため、のり面防護工を見直すべく当該切土区間全線にわたり詳細に調査観察を実施した。その結果、将来的に亀裂部から軟質化が進行し崩落に発展することも想定し、対策方針を全面的に見直す再検討を行った。検討対象範囲が広い安全かつ効率的に設計・施工するべく、標準的な箇所を「一般部」として代表モデルを設定、個別に検討が必要な箇所は「特殊部」としてそれぞれ検討を行った。

(3) 対策の検討・実施

1) 一般部

1:0.5 ののり面勾配が3段連続する箇所が多いことから、すべりの大きさとして小段1段分が抜け落ちる場合と、小段3段分が合わせて抜け落ちる場合の2つのパターン、及び安定勾配を 1:1.2、1:1.0 の2つを想定し、合計4パターンをモデルとした。

各パターンのモデルと検討結果を図－2 に示す。この結果に基づき、当該地区の各のり面の亀裂の状況、勾配、段数により適切な「コンクリート吹付のり枠+鉄筋挿入」をベースとした対策を選定し、施工した。



図－2 一般部の崩落モデル及び検討結果

2) 特殊部

亀裂が連続し、すべり土塊の存在が想定される箇所については、個別にすべり検討を行いグラウンドアンカーの設置など必要な対策を検討・実施した（図-3）。

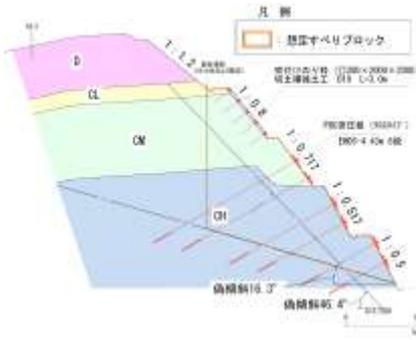


図-3 特殊部の対策事例



写真-2 高強度ネット

3) 高強度ネットの採用

亀裂が比較的少なく、検討の結果「コンクリート吹付+鉄筋」の対策で安定する箇所については、より安全性を高めるため高強度ネットを追加採用した（写真-2）。鉄筋（切土補強土工）の設計においては、のり面の表面を抑えつける効果を図-4のように算定する。高強度ネットは低減係数 μ を0.7とでき、コンクリート吹付に対してよりのり面を面的に抑える効果があるため、不測の抜け落ち等に対して期待できると考えている。

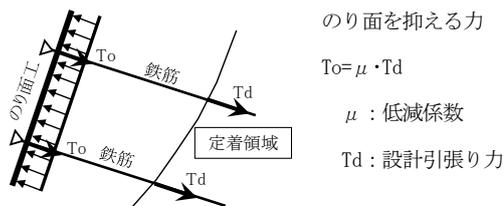


図-4 切土補強土工の設計

表-2 のり面タイプと低減係数の目安

のり面タイプ	低減係数 μ
植生工のり面	0
コンクリート吹付	0.2~0.6
のり枠工	0.7~1.0
擁壁類	1.0

3. 2 長篠設楽原PA地区

(1) 地質状況

当該のり面は愛知県新城市須長地区に位置する延長約200m、最大13段の長大切土である。領家花崗岩類に属するマサ状に風化した石英閃緑岩から構成される。

(2) 施工時の状況

長大切土であったため、当初よりのり面状況を観測しながら施工を実施していたが、下から5段目を掘削中ののり面にひび割れ等の変状が確認されたため、抑え盛土を実施したうえで対策工の検討を行った。

(3) 対策の検討・実施

のり面に向かって中央より左側に変状があり、切土高さも高い測線を主測線として設定し、抑止工としてグラウンドアンカーを採用した（図-6）。

中央より右側については后背地がなくなり、計算上STA408+00では4段、STA408+40ではアンカーは必要なくなるが、アンカーを含めた地盤の剛性が急激に変化することは好ましくないとの考えから、STA408+40は2段配置することとし、中央から徐々にアンカー本数を減じていく配置とした（図-5）。



写真-3 長篠設楽原PA対策完了図

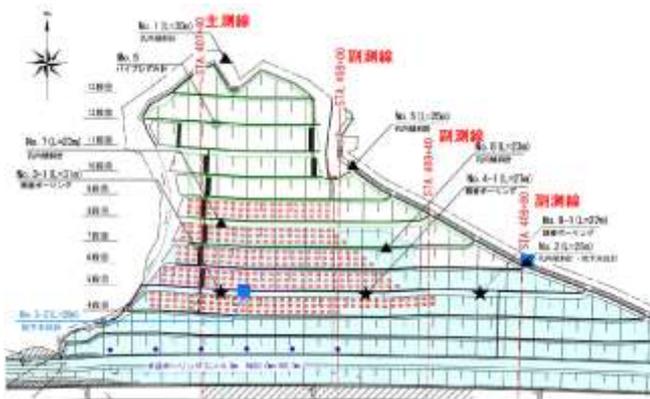


図-5 対策のり面平面図

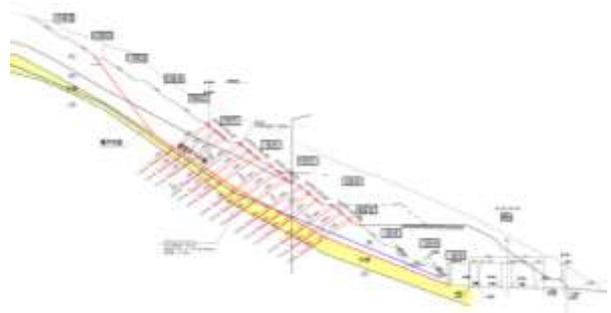


図-6 主測線横断面図

3. 3 県境切土のり面

(1) 地質状況

当該のり面は愛知県新城市下吉田地区から静岡県浜松市引佐町に位置する延長約 200m 最大高さ 60m の切土である。地質は、三波川変成帯の片理が発達した黒色片岩で構成されており、下り線側のり面は流れ盤となっている。

(2) 対策の計画・検討・実施

1) 当初計画（第Ⅰ期）〔H25.7～H26.8〕

切土施工前より地質調査結果から、下り線側のり面についてはすべり面を想定して検討し、グラウンドアンカーを施工しながら切り下げを開始した。

2) 第Ⅱ期〔H26.9～H27.3〕

全8段のり面のうち、下から3段目の切土を掘削中に孔内傾斜計に変位が確認されたため、新たなすべり面を想定し、対策工を再検討した。その結果、切土頂部の排土が有効であることから改めて用地的な課題を解決したうえで実施した。加えて、下から3段目についてアンカーの設計を見直すとともに、2段目にアンカーを追加し、安全率を担保した。

3) 第Ⅲ期〔H27.4～H27.9〕

更に施工を進め、下から2段目の切土を掘削中、監視計測していたグラウンドアンカーの荷重計の上昇が収束しない状況が続き、傾斜計にも変位が見られたことから、すべり面を再度見直し、2段目のアンカーの受圧板の間及び1段目にアンカーを追加した。また、当該切土には複数のすべり面が存在すると想定されることから、更なる対策として、頂部排土部を掘り込み上乗荷重を極力減らし、水位を下げるため水抜きボーリングの追加及び集水井戸2本を施工するなど、万全の対策を施した。



写真-4 県境切土のり面完成写真

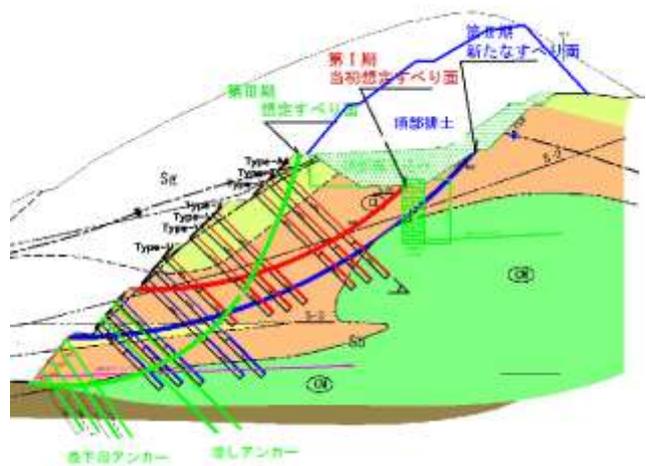


図-7 下り線側断面図 (STA539+00)

当該切土のり面の対策は、最終的にグラウンドアンカー1,066本、水抜きボーリング 2,110m、集水井戸2本(φ3.5m、L=12m、22m)、頂部排土(7,000m³)を実施したが、切土終了後の孔内傾斜計、アンカー荷重計等の計測データの安定性を確認し完了している。

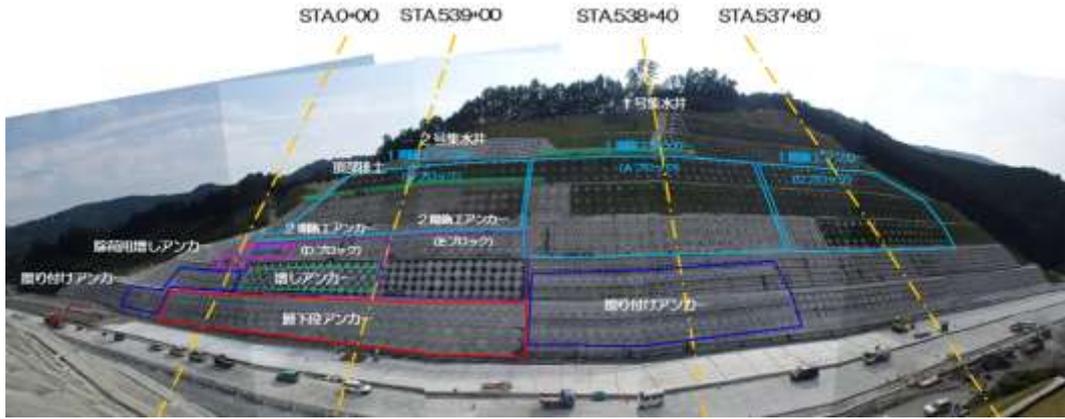


写真-5 県境切土のり面の対策状況

4. 切土のり面の監視体制

新東名愛知県区間の切土のり面については、施工中の状況を踏まえ、供用後の適切かつ効率的な管理（点検）を目指すために、のり面に観測機器を設置し定時的にモニタリングできるシステムを導入した。

監視対象とするのり面は、施工中に地すべりの兆候等があり何らかの地すべり対策を実施したもののうち、施工後2年を経過していないものを選定した。その結果、表2に示したとおり10箇所ののり面が対象となり、それらののり面にGPS、地盤伸縮計、孔内傾斜計、アンカー荷重計、水位計、雨量計等の観測機器をそれぞれ配置した（写真-6）。これら観測機器のデータは1時間毎に自動的に取得、サーバーに記録され、それぞれ設定された管理上の閾値を超えた場合は、管理部署にメールで通知されるシステムになっている。

表-3 観測機器数量

項目	数量
監視対象のり面	10
GPS測点	31
地盤伸縮計	1
孔内傾斜計	41
アンカー荷重計	198
自記水位計	15
雨量計	5



【GPS】



【孔内傾斜計】



【アンカー荷重計】

写真-6 観測機器状況

5. 高速道路の維持管理の高度化の取り組み

5. 1 地形変動の把握（航空レーザー計測の活用）

(1) 概要

近年の豪雨災害では、高速道路近傍の自然斜面の崩壊や土石流災害の被害も発生しており、安全・安心な高速道路空間を提供するには、高速道路区域内に加え、区域外の状況も把握しておく必要がある。

航空レーザー計測は微細な地形の再現が可能な技術である。今回開通した新東名愛知県区間においては、その技術を使い供用前の高速道路区域、沿道、後背地、溪流などの近隣地形を初期値として計測しストックしておき、定期的もしくは異常気象や大規模地震後に計測することで、地形の変化を捉え、変状を把握し、対策検討のための判断材料として活用していくことを計画した（図-8）。

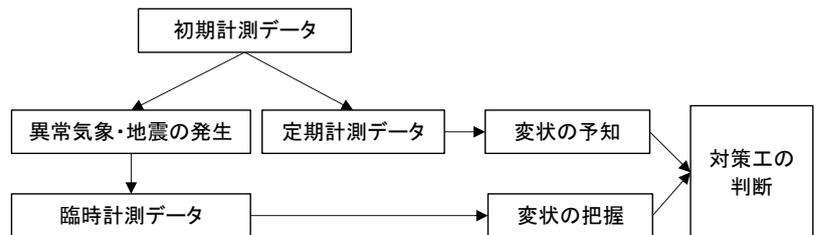


図-8 データの活用フロー

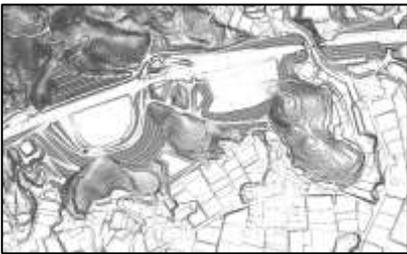
(2) 計測

今回実施した航空レーザー計測を行った範囲は、新東名愛知県区間約55kmについて高速道路中心より200m

の幅、面積にして約 25km²となる。計測はヘリコプターに搭載した航空レーザー計測システムにより上空 600m 付近から実施した。三次元計測データの確認補正用の調整用基準点は高速道路上に 20 点程度配置した。図-9 に長篠設楽原 P A の計測結果例を示す。

表-4 計測諸元

項目	内容
格子間隔	50cm
数値標高モデル	TIN 法 (Triangulated Irregular Network: 不規則三角形網)、(or Kriging 法)
水平及び標高精度	標準偏差 ±25cm



【航空写真】(長篠設楽原 PA)

【DSM データ】建物や樹木を含むデータ

【DEM データ】建物や樹木を取り除いたデータ

図-9 データ作成例

5. 2 盛土の健全度確認 (2次元表面波探査の活用)

(1) 概要

盛土の健全性確認は盛土表面の目視点検が主であり、何らかの異常が確認された場合にサウンディング、ボーリングの詳細な調査が実施されるなど、定量的な評価手法・手順が確立されていない状況にある。

また、近年、盛土は、雨水の浸透や地下水位の変化、地震による外力により安定性が変化することが確認されてきており、盛土構造物の安定性の経年変化を把握することが健全性の評価、対策実施の判断に繋がると考えられる。盛土構造物の健全性を評価する指標として、盛土内の密度が有効であると考えられることから、それを最も効果的に把握することができる2次元表面波探査を実施した。

(2) 2次元表面波探査

計測は、図-10の2次元表面波探査機器を用いS波速度を取得した。探査する範囲は、当該区間 55km の盛土部の路肩部及び高盛土部のうち抽出した小段である。探査延長は路肩上下線で約 30km、小段は約 2km である。

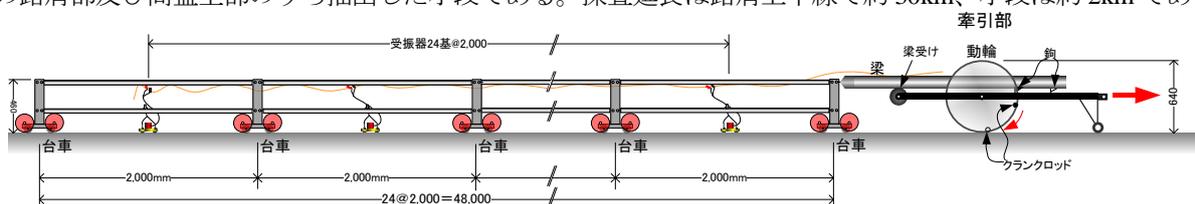


図-10 路肩用2次元表面波探査機器 (全長 48m)

今回計測したデータは、初期値としてストックし、今後、定期的に計測することで盛土状態の経年変化を把握することや、変状が確認された際や地震の発生後の健全度評価に活用する計画である。

6. まとめ

新東名愛知県区間の開通後1ヶ月間の交通状況は図-11に示すとおりであり、当該地域の断面として約1万台程度交通量を誘発しているとともに、新東名への交通分散により東名の渋滞解消効果が確認されている。

また当該区間には、今回報告した対策のり面の他にも複数の対策のり面があり、それら対策の方針は中日本高速道路㈱名古屋支社が立ち上げている、名古屋支社管内のり面防災検討会（委員長：八嶋厚教授〔岐阜大学〕）で審議いただきながら進めてきた。この場を借りて委員の方々をはじめ設計・施工に携わった皆様に改めて御礼申し上げます。

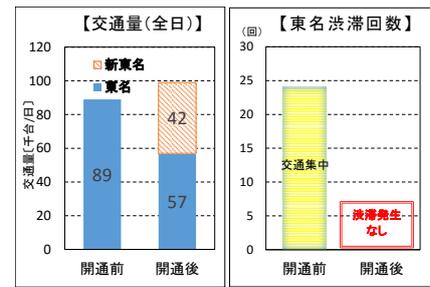


図-1-1 開通後の交通状況

品質管理自動化システムを適用した CSG 工事の合理化

前田建設工業株式会社 正会員 ○田中 麻穂
前田建設工業株式会社 正会員 安井 利彰
前田建設工業株式会社 中島 具威
静岡県浜松土木事務所 袴田 充哉

1. はじめに

CSG とは Cemented Sand and Gravel の略称で、建設現場周辺で容易に入手できる材料にセメントと水を添加し混合した材料であり、近年では CSG を材料として土構造物を建設する CSG 工法の普及が急速に進んでいる。静岡県浜松市では、南海トラフ巨大地震に備え、浜名湖から天竜川河口付近までの延長 17.5km にかけて、CSG 工法による防潮堤整備事業が進められている¹⁾。材料が比較的入手しやすいという利点の他に、材料の分級や粒度調整、洗浄等を行う必要がなく、振動ローラー等の汎用機械により急速施工を実現できるという点が CSG 工法の急速な普及を後押ししている一因である。一方で、今後改善し得る課題も残している。CSG 工法の品質管理は、台形 CSG ダムの管理方法²⁾ に準拠して実施しており、施工当日には 1 時間に 1 回程度の頻度で粒度と含水率を簡易法によって計測し、材料特性の変動に対応している。しかし、現行の人力による品質管理方法では 1 時間に 1 回程度の頻度が限界であり、多大な労力と費用を要する。

近年、CSG 工法において、工期短縮の需要増加に応じるべく製造設備の処理能力向上を目指す動きが見られる。その結果、高速大量製造が実現するが、現行と同等の品質を確保するためには品質管理頻度の増加が求められる。

そこで、筆者らは、高速大量製造化に向けた品質管理自動化システムを開発し、現場の CSG 製造プラントに試験的に組み込んだ。本論文では、システムの概要および現場適用性検証結果について報告する。

2. 既往の粒度分布推定技術

2.1 粒度推定アルゴリズム

近年では、画像処理技術が建設分野にも幅広く取り入れられてきている。³⁾⁴⁾ 例えば、CSG 材を撮影した画像(図-1)に対して画像処理を施す(図-2、図-3)と、最終的に図3に示すような土粒子一粒ずつの短径、長径及び投影面積を評価することができる。この時、土粒子の粒度を判定するために短径が用いられることが多い。筆者らもまた、画像処理技術を用いた粒度分布推定技術の開発を行っている。筆者らの提案する推定アルゴリズムには、回帰分析を用いて CSG 材の粒度分布を推定するという特徴があり、全粒径に対する各粒度の合計面積の割合と各粒度の平均短径から、各粒度の質量割合を推定する。

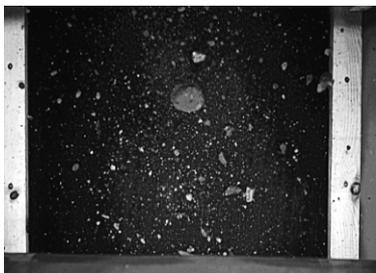


図-1 撮像画像例

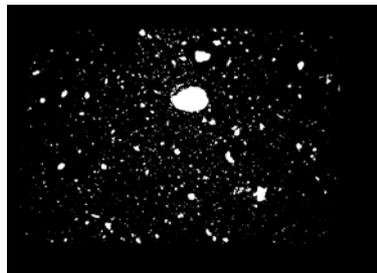


図-2 画像処理例

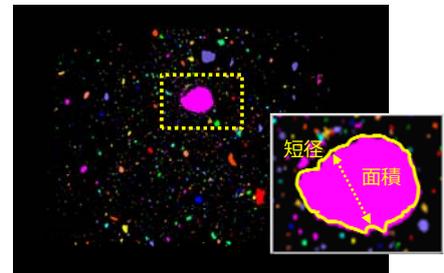


図-3 撮像画像例

2.2 粒度推定アルゴリズムの検証

前節において提案した粒度推定アルゴリズムの妥当性について、室内試験により検証した。試験装置の概要を図-4 に示す。1 試料 30kg とし、バルコン上に人力で敷均した後、バルコンを稼働させて試料を搬送し流下させ、流下中の試料をデジタルカメラで正面から連続撮影する。試験ケースを表-1 に示す。本試験では、砂礫質の阿蔵山段丘堆積物を対象に粒度分布推定を実施した。当社は、静岡県浜松市の防潮堤整備事業である『平成 25 年度 [第 25-K5611-01 号] 浜松篠原海岸津波対策施設等整備事業 (海岸) 工事 (総合管理及び CSG 製造工)』及び『平成 27 年度 [第 27-K5601-01 号] 浜松市沿岸域津波対策施設等整備事業 (海岸) 工事 (舞阪工区 CSG 製造工)』の 2 工区において CSG の製造を担当している。両工区において、阿蔵山段丘堆積物は CSG 材として用いられている。写真-1 は、舞阪工区に設置した CSG 製造プラントの全景である。

CASE1 では、ストックヤードに仮置きされている CSG 材から無作為に採取した 10 試料を対象として、粒度推定を実施した。採取試料の粒度分布を図-5 に示す。CASE2 では、篠原工区で規定されている平均粒度、最細粒度および最粗粒度に粒度調整した試料を対象として粒度推定を行った。CASE3 では、高含水率の試料を対象として粒度推定を行った。また、各粒度推定結果は乾燥状態ではなく湿潤状態で求めた粒度分布と比較し、目標推定精度は既往の研究³⁴⁾を参考にし、 $\pm 5\%$ 以内とした。試験結果を図-6 から図-11 に示す。図-6 は、CASE1 の結果であり、簡易法による通過質量百分率と推定した通過質量百分率の関係を示している。図中の黒実線は、推定誤差が 0%，赤破線は $\pm 5\%$ であることを示しており、最大推定誤差が $\pm 5\%$ 以内に収まっていることがわかる。また、図-7 は、CASE2 の試験結果を示している。CSG 工法において、最細粒度と最粗粒度は使用可能な粒度範囲の上下限を示している。このように、粗粒側から細粒側までの幅広い範囲の材料の粒度を精度よく推定できることが、提案する粒度推定アルゴリズムを実運用する上での必要条件である。図-7 中の推定①の粒度分布は最細粒度、推定②は平均粒度、推定③は最粗粒度について推定した結果である。図-7 より、CASE2 において生じた推定誤差

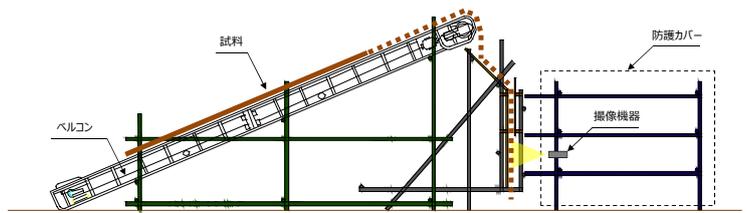


図-4 室内試験装置概要図

表-1 試験ケース

CASE	粒度分布	含水率 (%)
CASE1	粒度未調整	6.8
CASE2	① 平均粒度 ② 最細粒度 ③ 最粗粒度	6.8
CASE3	粒度未調整	10.0



写真-1 舞阪工区 CSG 製造プラント全景

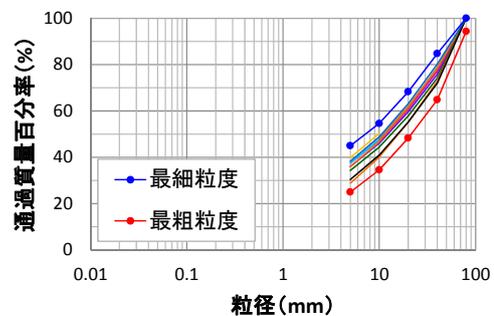


図-5 試料の粒度分布 (CASE1)

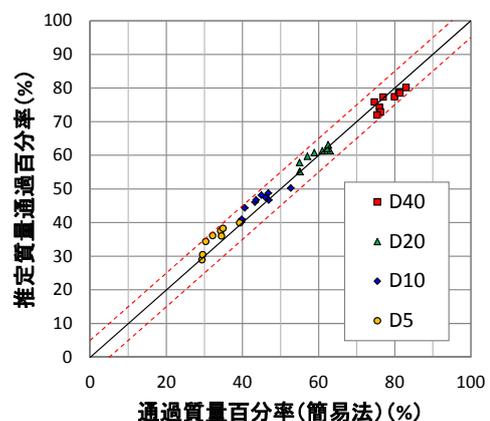


図-6 粒度分布推定検証結果 (CASE1)

は±5%以内に収まっており、目標値を満足している。

次に、CASE3 では、高含水比の CSG 材に対する粒度推定手法の適用性について確認した。試験結果を図-8 に示す。図-8 は、簡易法による通過質量百分率と推定した通過質量百分率の関係を示している。推定対象の中に含水率が高い試料が含まれている場合には、目標推定精度(±5.0%以内)を満足できず、本粒度推定アルゴリズムに課題があることがわかった。これは、高含水試料中に含まれる細粒分の団粒化が原因と考えられる。そこで、団粒化の影響を強く受ける高含水率の試料と常時含水率の試料とでそれぞれ推定式を設定し、材料の含水率に応じて粒度分布を推定した。検証結果を図-9 及び図-10 に示す。図-9 は常時の含水率試料のみ、図-10 は高含水率試料のみの推定結果を表している。どちらも推定誤差が±5%以内に収まっていることを確認でき、本手法を用いることで高含水率の材料にも適用することが可能となる。ここでは、高含水率と常時含水率というように分類したが、実際には、運用前にキャリブレーションを行い、推定式を使い分ける含水率の閾値を設定する必要がある。以上の検証試験より、提案する粒度推定アルゴリズムの妥当性を確認した。

3. 品質管理システムの開発

3.1 品質管理システムの構成

品質管理自動化システムを CSG 製造プラントに試験的に導入した状況を写真-3 に示す。本システムは、画像処理技術を適用した粒度分布推定技術とマイクロ波水分計による含水率計測技術を核として、品質管理の合理化を実現し、CSG 製造過程における生産性向上に貢献する。本論文では言及していないが、画像処理と同様にマイクロ波水分計においても



写真-3 品質管理システム

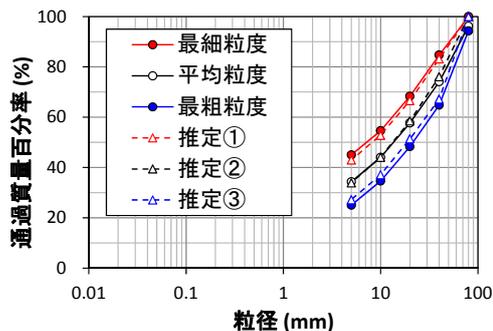


図-7 粒度分布推定検証結果 (CASE2)

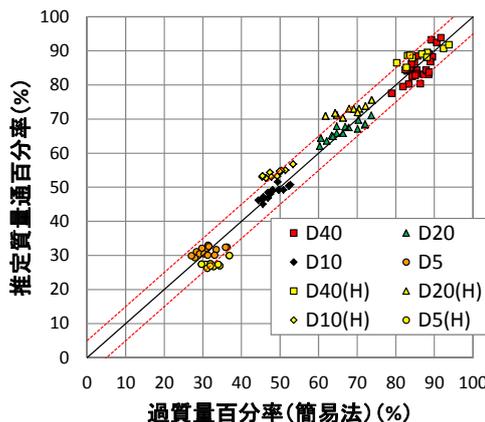


図-8 粒度分布推定検証結果 (CASE3)

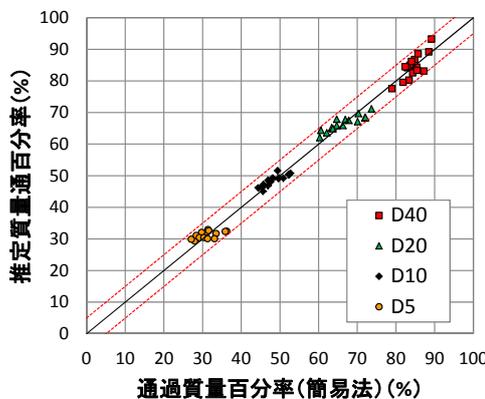


図-9 粒度分布推定検証結果 (常時含水率)

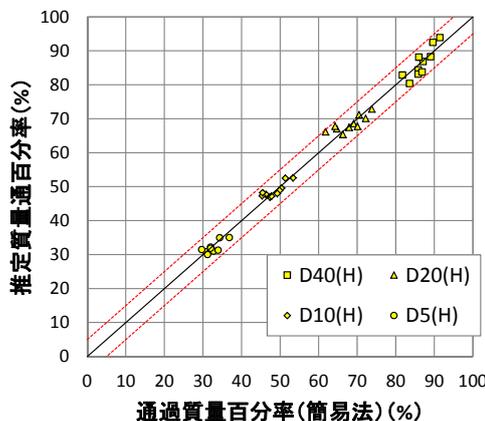


図-10 粒度分布推定検証結果 (高含水率)

適用性を検証している。また、本システムの特徴として、CSG 材を撮像する前に含水率を計測するプロセスを加えている。

3.2 現場適用性検証試験

本検証試験では、システムの全自動化に伴って粒度推定手法に問題が生じないか確認を行った。マイクロ波水分計は全自動化による懸念事項が少ないと考えられるため、画像処理による粒度分布推定技術のみを対象とした。ここでは、品質管理自動化システムによる粒度推定精度を確認し、本システムの現場適用性について検証した。本試験においては、粒度推定の対象を変更し軟岩とした。試験結果を図-11、図-12 に示す。

図-11 は、簡易法による通過質量百分率とシステムによって推定した通過質量百分率との関係を表している。本システムを適用した場合であっても、簡易法と比較して最大 3.6%の推定誤差に収まっていることを確認した。また、図-12 は、推定誤差を統計的に処理したものであり、誤差は正規分布すると考えられる。95%信頼区間 ($\mu \pm 2\sigma$) より推定誤差は概ね $\pm 4\%$ 未満である。以上の検証より、本品質管理自動化システムの現場適用性を確認した。

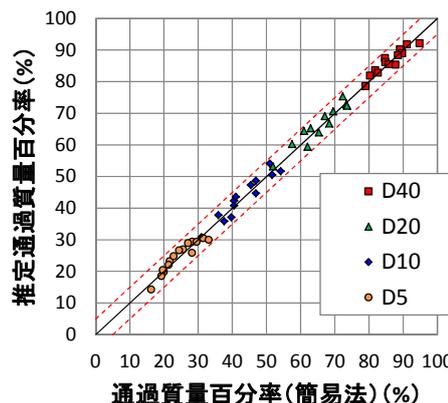


図-11 粒度分布推定検証結果

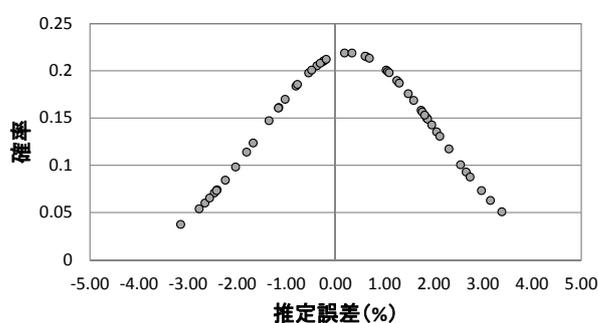


図-12 推定誤差の統計分析結果

4. まとめ

本研究では、CSG 材の高速大量製造に適応可能な品質管理を実現することを目標として、自動で CSG 材の粒度分布を推定する技術を開発し、マイクロ波水分計による含水率自動計測と合わせて品質管理自動化システムを構築した。本システムを現場に試験的に導入し適用性の検証を行った結果、粒度について簡易法に対して概ね誤差 $\pm 4\%$ 以内の推定精度を確保できた。また、阿蔵山段丘材のような砂礫質の材料だけでなく軟岩に対して目標の粒度推定精度を満足しており、種々の材料に対して本システムを適用できると考えている。

以上の検証結果より、本システムの適用性を確認した。このような品質管理自動化システムの運用方法はまだ明確な決まりがなく、試行段階であるが⁵⁾、特に連続式混合プラントの品質管理に対しては非常に有効であると考えている。今後、運用データを蓄積・分析することにより、本システムを活用した運用方法について検討・提案し、CSG 工事の更なる合理化に努めたい。

参考文献

- 1) 笹倉伸晃・安井利彰・松尾健二・田中麻穂・平川彩織・中島具威 (2015) : 浜松市沿岸域 CSG 防潮堤における CSG 工法の合理化・高度化技術, 前田建設技術研究所報, Vol.56
- 2) 台形 CSG ダム施工・品質管理技術資料 (2007)
- 3) 藤崎勝利・武井昭・黒沼出・川野健一 (2013) : デジタルカメラ画像を用いた CSG 材の粒度変動監視システム, ダム工学, vol.23, No.1
- 4) 片山三郎・江田正敏・栗原庸聡・小山哲・新井博之 (2014) : 連続粒度解析システムの開発, 大成建設技術センター報, 第 47 号
- 5) 小林弘明・品川敬・藤崎勝利・黒沼出・川野健一 (2015) : 画像粒度モニタリングによる CSG 材破碎製造時の施工管理実績, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.70, VI-028