

狭隘箇所に適用可能な軽量埋設型枠を用いた剛壁面補強土擁壁（RRR工法）の施工法

倉上 由貴* 中島 進** 小浪 岳治*** 山下 喜央#

A Method for Constructing Geosynthetics-Reinforced Soil Retaining Wall with Rigid Face Using Lightweight Buried Formwork Applicable to Narrow Spaces

Yuki KURAKAMI Susumu NAKAJIMA Takeharu KONAMI Yoshio YAMASHITA

We proposed a method for constructing geosynthetics-reinforced soil retaining wall with rear face applicable to narrow spaces. We developed "components that can follow the settlement of embankment", to prevent settlement of embankment from affecting the deformation of the formwork when embankment and formwork are connected. In the proposed method, using the developed components together with lightweight buried formwork, the formwork and reinforcing embankment can be constructed simultaneously from the rear side, without the need for scaffolding. A test construction was carried out to confirm the feasibility of the proposed method. As a result, the developed components in a 2.4 m-high retaining wall were shown to function properly against the settlement of embankment. Considering the sliding amount of the developed components, the applicable height for this method is assumed to be up to approximately 4.0 m.

キーワード：盛土補強土擁壁，ジオテキスタイル，沈下許容部材，試験施工，軽量埋設型枠

1. はじめに

鉄道の現場で普及している剛壁面補強土擁壁（RRR工法）（以下、「補強土擁壁」と称す）は、剛な一体壁面工を適切に構築することが重要であり、補強盛土を構築した後に、前面に足場を設置して壁面工を構築する。連続立体交差事業や複線化事業等の工事では、営業線や民家・道路等に近接した狭隘箇所での施工が多く、このような場合には、足場を設置するための施工スペースが十分に確保できず、補強土擁壁の壁面施工が困難であった。

そこで、本研究では足場を不要とするため、壁面を背面側（盛土側）から構築する施工法を開発した。本稿では、2章に現行の壁面構築法の課題と提案する背面施工法の概要を述べ、3章に試験施工による提案法の施工の実現性の確認と載荷試験による列車荷重に対する安定性について論じる。4章には本工法の適用高さについて述べる。

2. 現行の壁面構築法と背面施工法の提案

2.1 現行の壁面構築法の課題

現行の補強土擁壁の施工手順¹⁾は、図1に示すように、①基礎工を施工した後に、②補強材を巻き込んだ仮抑え材（土のう・溶接金網）を設置し、その仮抑え材と補強材の抑え効果により補強盛土を構築する（図1(a)）。盛土の沈下が収束した後に、③擁壁の前面に足場工を設置して、④壁面を構築する段階施工（図1(b)）であり、壁面は盛土の沈下の影響を受けない。なお、足場工は型枠の設置のみならず脱型作業のためにも必要となる。壁面工の構造を図2に示す。型枠は、型枠のセパレータをL形鋼に溶接固定し、盛土側の外型枠固定用金具（以下、「固定用金具」と称す）をL形鋼に溶接固定することで、L形鋼を介して盛土側から支持されている。

足場を用いない背面施工では、補強盛土構築後に型枠を設置する現行の施工手順を適用できない。型枠を背面側から施工することで足場を用いずに施工できるが、こ

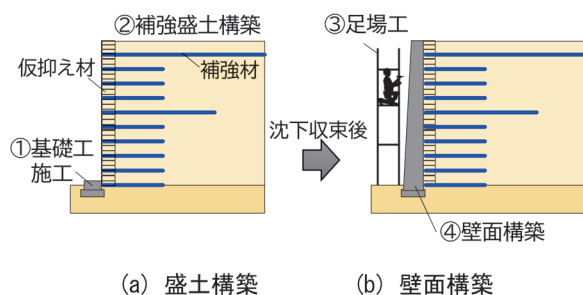


図1 現行の剛壁面補強土擁壁の施工手順

* 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室（現 鉄道力学研究部）
 ** 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室
 *** 岡三リビック株式会社
 # 株式会社エンバイン

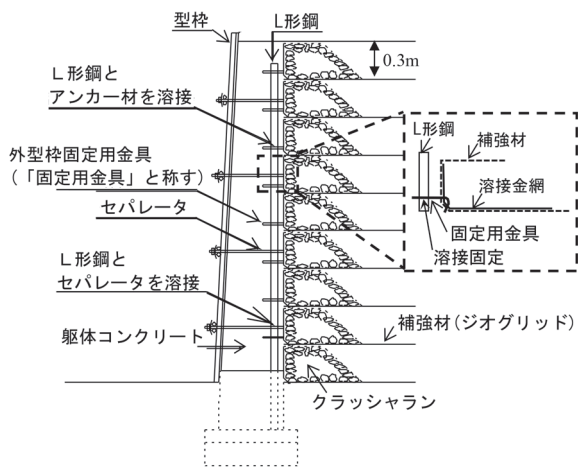


図2 現行の壁面工の構造¹⁾

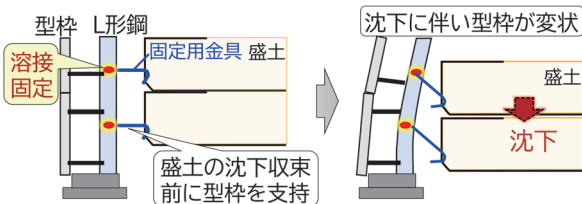


図3 現行の固定方法における同時施工の課題

の際に補強盛土と型枠を同時に構築する必要がある。現行の固定方法の場合、何も対策せずに補強盛土と型枠を同時に施工すると、図3に示すように盛土の沈下に伴いL形鋼を介して型枠が変状する課題がある。

型枠は合板型枠のほか、コンクリート工の工期短縮や省力化施工を目的に脱型が不要なRRR-B工法用プレキャストコンクリートパネルがある。RRR-B工法用プレキャストコンクリートパネルの標準仕様は、幅2,000mm、高さ1,008mm、厚さ125mmで重量584kg/枚であり、施工には大型クレーンが必要となる。RRR-B工法用プレキャストコンクリートパネルは型枠として使用すると同時に、躯体の一部として使用できる特徴がある¹⁾。

2.2 背面施工法について

軽量埋設型枠と開発した沈下許容部材を用いて、背面側から壁面を設置し、型枠と盛土を同時に施工することで足場を不要とした背面施工法を提案した。

2.2.1 軽量埋設型枠を用いた背面施工

営業線や道路・民家に近接した狭隘箇所での工事では、施工空間に制約があり必要施工スペースが確保できない、大型重機の搬入が困難などの課題がある。上述したRRR-B工法用プレキャストコンクリートパネルは、施工時には大型クレーンが必要となり、さらに設置時には足場工が必要となる。

そこで、背面施工で用いる型枠として、軽量埋設型枠²⁾を用いることを検討した。軽量埋設型枠は、脱型が不要

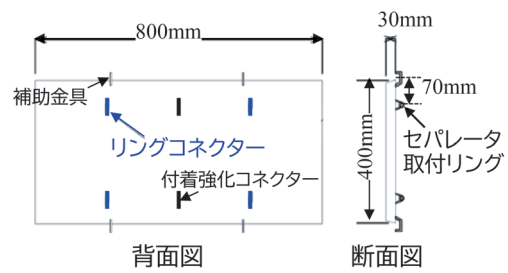


図4 小型な軽量埋設型枠

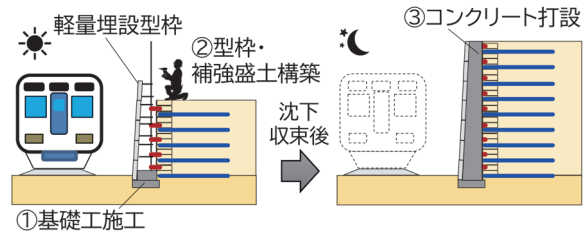


図5 軽量埋設型枠を用いた背面施工の手順

なコンクリート製の残存型枠であり、コンクリートの配合設計は粗骨材最大寸法15mm、設計基準強度36N/mm²としている。軽量埋設型枠の標準仕様は、図4に示す通りであり、幅800mm、高さ400mm、厚さ30mmで重量20kg/枚と軽量であり、小型バックホウでの吊上げた状態で背面側からの設置が可能である。軽量埋設型枠の背面には、セパレータ連結用のリングコネクターのほか、供用時における軽量埋設型枠の脱落防止のための付着強化コネクターが取り付けられている。なお、取り付けした付着強化コネクターが、十分な引抜き耐力(付着力)を有していることを確認している。

図5に軽量埋設型枠を用いた背面施工の手順を示す。

①基礎工を施工した後に、②補強盛土の施工と同時に軽量埋設型枠を立ち上げ、補強盛土と型枠の構築が完了し、補強盛土の沈下が収束後に、③コンクリートを打設し、補強材と壁面の定着を図ることとした。

2.2.2 沈下許容部材の開発

背面施工では、補強盛土と型枠を同時に構築する必要があるため、これらの同時施工を可能にする解決策を検討した。施工時に型枠に作用する荷重として、風荷重やコンクリート打設時の側圧が型枠の水平方向に作用する。補強盛土と型枠を同時に施工した場合には、上述した水平方向の荷重に加えて、図3に示した補強盛土構築時に発生する沈下・はらみ出しによる影響も生じる。なお、施工時の補強盛土の沈下は盛土の施工とともに増加するが、はらみ出しについては、転圧する当該層以降は収束する傾向にある。詳細は文献3に詳しい。

つまり、盛土の変形に追従するためには、水平方向は盛土1段構築後に拘束することで、はらみ出しが型枠に大きな影響を及ぼすことは回避できるが、鉛直方向は盛

土の沈下に対して追従するためにスライド可能な機構を設ける必要がある。これらの影響を考慮して、図6に示すように、L形鋼に対して水平方向には固定しつつ、鉛直方向にはスライド可能な構造を持つ沈下許容部材を開発した。沈下許容部材は、L形鋼に側面から簡易に設置でき、通常使用される固定用金具と溶接により接続する。沈下許容部材を設置することで、施工時に型枠に作用する風荷重やコンクリート打設時の側圧には沈下許容部材が抵抗することで壁面の変位を抑えつつ、沈下許容部材がL形鋼に沿ってスライドすることで盛土の沈下に追従可能となり、型枠と盛土を同時に施工できる。なお、沈下許容部材は、盛土1段構築後に固定用金具の先端部に設置し、水平方向は固定することとする。

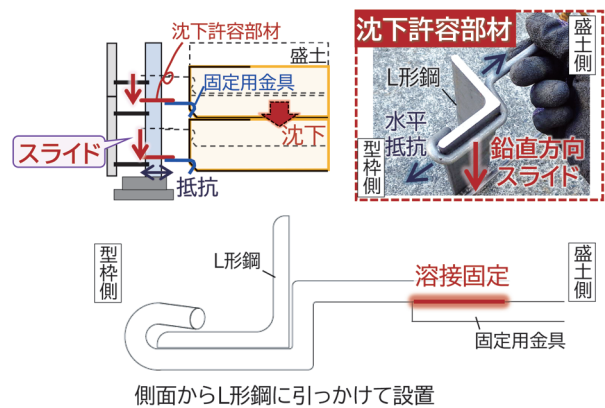


図6 同時施工を可能にする沈下許容部材

沈下許容部材は、引張り強さ 540N/mm^2 以上 (JIS G 3532 普通鉄線 SWM-P と同等以上) のセパ用鉄線で、線形は 6.9mm である。形状は、図6に示すように、沈下許容部材の先端部がねじり加工されたフック状で、L形鋼に沿うように折り曲げられている。曲げ加工部はL形鋼の辺長の半分の 25mm としている。このような形状にすることによって、コンクリート打設時の側圧等の水平方向の荷重に対しては抵抗し、L形鋼の鉛直方向にはスライドする機構としている。

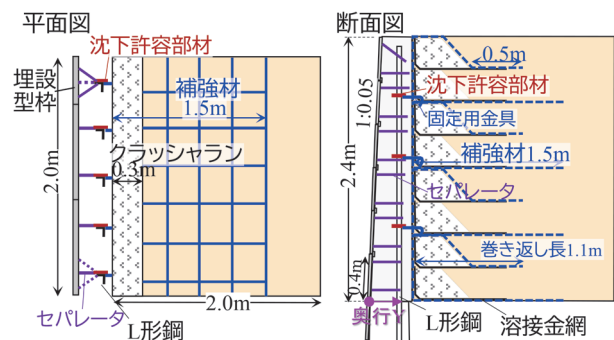


図7 試験体の概要図

3. 試験施工

試験施工により、軽量埋設型枠と沈下許容部材を使用した背面施工法の施工の実現性を確認した。その後、構築した試験体を用いて載荷試験を実施し、試験体の列車荷重に対する安定性を把握した。

3.1 試験施工の概要

試験施工で構築する試験体の概要図を図7に示す。試験体の寸法は、高さ 2.4m 、幅 2.0m 、奥行 2.0m とし、軽量埋設型枠は千鳥配置とした。

盛土材はクラッシュラン (C-40) を $D_c=90\%$ (E-c 法) を確保できるように、締固め層厚は 0.15m で締固めた。補強土擁壁 (RRR 工法) の補強材の鉛直方向の配置間隔は 0.3m 毎が原則であるが、本試験施工では、壁面の構築方法に関する検討のほか、補強材の鉛直方向の配置間隔が補強土擁壁の安定性に与える影響に関する検討も兼ねていたため³⁾、試験的に鉛直方向の配置間隔は通常の倍となる 0.6m に広げ、敷設長は最低敷設長の 1.5m とした。なお、補強材の鉛直方向の配置間隔を 0.6m に広げた場合でも 0.3m 毎の配置間隔と概ね同等の施工時安定性が確保可能である³⁾。詳細は文献3を参照されたい。溶接金網2段に対して補強材を1層敷設する配置となることから、巻き返し部の補強材は、溶接金網2段分をまとめて盛土部に巻き返して施工することで、上下

段の金網が一体となる構造とした。沈下許容部材を設置した固定用金具は、補強材配置と同じ層 (0.6m 毎) に配置した。つまり、本来、固定用金具は各溶接金網に設置するため高さ方向に 0.3m 毎に配置されるが、本試験施工では 0.6m 毎と通常の半分である。

施工手順と試験施工の様子を図8に示す。施工手順は、最初の基礎工施工時にL形鋼を建込み (図8中①)、その後、軽量埋設型枠を設置し、L形鋼にセパレータを溶接固定した (図8中②)。補強盛土を1段構築した後に、沈下許容部材をL形鋼に設置し、固定用金具と沈下許容部材を溶接固定した (図8中③、図6)。軽量埋設型枠・補強盛土の構築が完了した後に、軽量埋設型枠内のコンクリートの打設を行った (図8中④)。

計測項目は、補強盛土構築時には各段の軽量埋設型枠の奥行方向の変位、補強盛土のはらみ出し・沈下量、セパレータおよび固定用金具の部材応力とした。軽量埋設型枠は光波測距儀を用いた測量により、補強盛土のはらみ出し量・沈下の溶接金網 (高さ 0.3m 毎) にターゲットを設置し測量により計測した。セパレータおよび固定用金具にひずみゲージを設置し、部材応力を計測した。

コンクリート打設時には、各段の軽量埋設型枠の中央列に変位計を設置し、経時的に奥行方向の変位を計測した。コンクリート打設時に型枠に作用する側圧を把握す

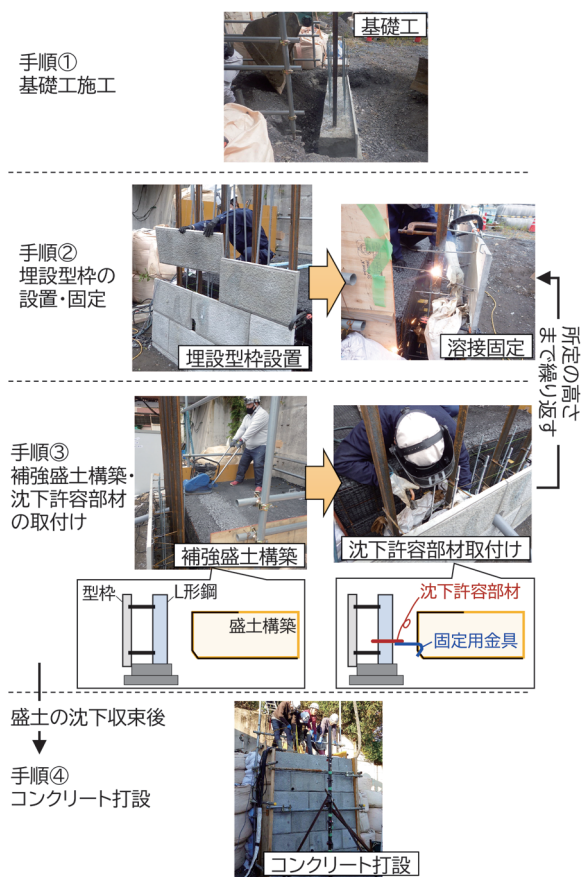


図8 施工手順と試験施工の様子

るため、各段の軽量埋設型枠に土圧計を設置した。

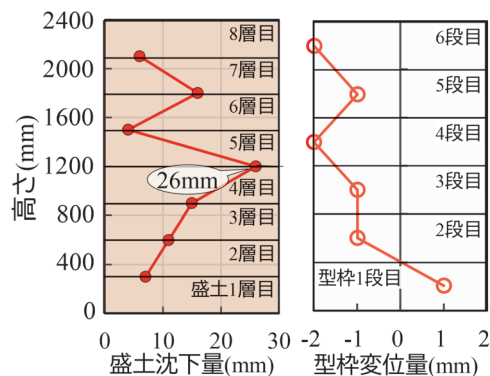
3.2 試験施工の結果

3.2.1 壁面構築時の変形

盛土構築時の転圧で生じる盛土の沈下に対して沈下許容部材が機能するか確認するため、図9には盛土の沈下量と盛土構築時に生じた型枠の変位量を示す。図9(a)の盛土沈下量は、各盛土層の転圧後の境界面にターゲットを設置し、盛土完成後にターゲットを測定することで沈下量を求めた。また、図9(b)の型枠変位量は各段の型枠で中央部を計測しており、型枠設置時を初期とした盛土構築後の型枠の奥行方向の変位量を示す。前面側の変位を負、背面側の変位を正とした。

盛土の沈下に対して沈下許容部材が機能していない場合、図3に示すように盛土の沈下に伴い型枠が奥行方向に変位することが想定される。図9より、盛土の沈下が最大で26mm生じていたにも関わらず、型枠の変形量を2mm以下に抑えられたことから、盛土の沈下に対して沈下許容部材が機能していたといえる。以上より、沈下許容部材を用いることで補強盛土と軽量埋設型枠の同時施工が可能なが確認された。

補強盛土完成時の軽量埋設型枠の奥行方向の設置精度を図10に示す。ここでの型枠設置精度は、壁面が1:



(a) 盛土の沈下量 (b) 型枠の変位量

図9 沈下許容部材の効果確認

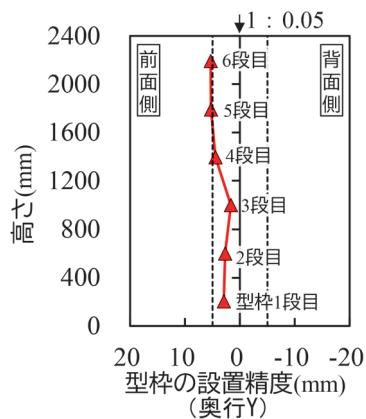


図10 型枠の設置精度

0.05の勾配となるように設計しているため、この勾配を基準とし、そこからのずれ量として整理した。前面側を正、背面側を負とした。

型枠に対する鉄道構造物としての明確な基準は定められていないが、目安として設計位置に対する $\pm 5\text{mm}$ の精度を黒破線で示した。5mm程度の変動に抑えられており、一定の精度で軽量埋設型枠を設置できていることを確認した。参考までに、国土交通省が示す擁壁工の管理基準値⁴⁾は、高さ H に対して $\pm 0.03H$ (72mm)かつ $\pm 300\text{mm}$ 以内であるので、この基準値に対しては問題ないことが分かる。また、鉄道構造物を対象とした擁壁の仕上がり寸法は実務では $\pm 20\text{mm}$ 程度であり、この一例の値と比較しても問題がないことを確認した。

3.2.2 コンクリート打設時

コンクリートの配合設計は、普通ポルトランドセメント、粗骨材20mmを用いて、呼び強度 21N/mm^2 、最大水セメント比60%、スランプ21cmのコンクリートを打設速度2.4m/hを目安として打設した。なお、コンクリート打設時の外気温は 19°C であった。

図11にコンクリート打設中の軽量埋設型枠の変位の時刻歴を示す。軽量埋設型枠の変位は、打設直前を初期値とした変位増分をプロットしており、軽量埋設型枠が

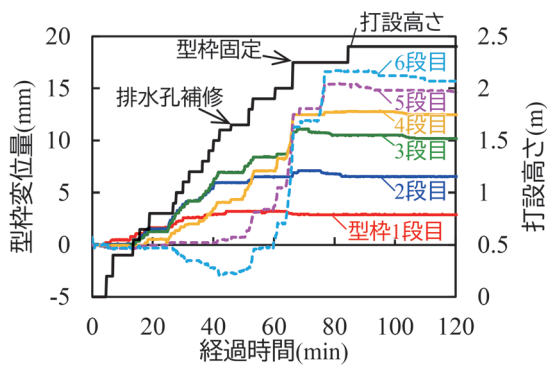


図 11 コンクリート打設時の型枠の変位の時刻歴

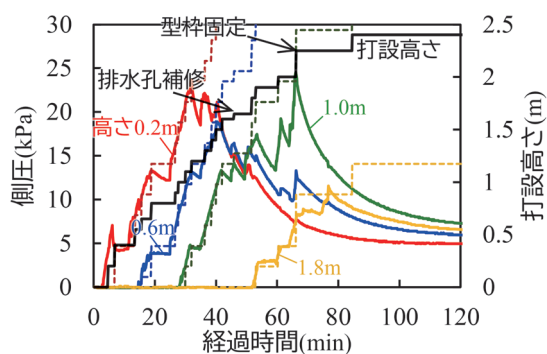


図 12 コンクリート打設時の側圧の時刻歴

外側にはらみ出る方向を正としている。打設高さ 1.65m の時点で配置高さ 1.8m の水抜き孔と型枠の間に隙間が生じたため、打設を一時中断し（3分程度）、モルタルパテを用いて埋めることで補修した。打設高さ 2～2.25m の段階で、5 段目、6 段目の軽量埋設型枠の変位が急激に増加したため、打設を一時中断し（8分程度）、軽量埋設型枠が外側に変位しないように応急的に拘束した。

軽量埋設型枠の最大変位量（はらみ出し量）は 17.3mm であり、これは擁壁の仕上がり寸法の一例である $\pm 20\text{mm}$ を満たしてはいるものの、現行仕様と同様に 0.3m 毎に沈下許容部材と固定用金具を配置することでより拘束力が高まり、型枠の変位を抑制できると考えられる。なお、現行仕様では 0.3m 毎に固定用金具を配置することで施工中に補修等をせず、安全に施工できることがこれまでの施工実績から十分に確認されている。以上より、本試験施工では、補強材配置に合わせて沈下許容部材と固定用金具を 0.6m 毎に配置したが、コンクリート打設時における型枠変位を軽減するために、沈下許容部材と固定用金具は現行仕様と同様の 0.3m 毎の配置とする必要性が確認された。

図 12 にコンクリート打設中に軽量埋設型枠に作用した側圧の時刻歴を示す。図中には、各土圧計の設置高さに対応した液圧相当 (23.5kN/m^3 、側圧係数 1.0) の側圧設計値を併せて破線で示している。側圧が最も大きくなると想定される最下段の高さ 0.2m に設置した土圧計

の値に着目すると、打設高さ 1.2m 程度に達した時点で最大値を計測し、この時の側圧の増加傾向は破線で示した液圧と同等の側圧が作用していることが分かる。また、0.6、1.0m に設置した土圧計から、液圧相当の側圧が作用するのは打設高さが 1.5m 程度までであり、その後は打設を進めても側圧の増加は見られなかった。この結果から、コンクリート標準示方書⁵⁾に示されている側圧分布を参考に、打設高さ 1.5m までは液圧が作用し、それ以上では側圧が一定になる分布を想定して、各部材は設計を行うことが可能と考えられる。本試験においてセバレータと固定用金具で計測された最大値は、それぞれ 78N/mm^2 、 86N/mm^2 で、引張り強さ 540N/mm^2 よりも十分に小さな値であった。

3.3 載荷試験

3.1 節で述べたように、本試験体は補強材の鉛直方向の配置間隔が補強土擁壁の安定性に及ぼす影響についても検討していたため、構築後の試験体を用いて載荷試験を実施し、列車荷重に対する安定性を確認している。

軽量埋設型枠はあくまでも型枠であり構造体として考慮していないものの、軽量埋設型枠は供用時にも残置される。そのため、上述の載荷試験を通して、供用中に型枠の脱落や型枠に局所的なクラック等が発生しないか確認した。

3.3.1 載荷試験の概要

試験概要を図 13 に示す。列車荷重による繰返し荷重を再現可能な起振機（最大起振力 80kN 、振動数 1～30Hz）を用いて、列車荷重を模擬した動的な載荷試験を実施した。本施工法では、起振機の載荷機構上コンクリート版が必要となるため、試験体の直上にスラブ軌道に用いるコンクリート版（幅 $1.8\text{m} \times$ 奥行 1.8m ）を設置した。

試験条件は、有道床軌道で EA-17 の列車荷重に相当する起振力 40kN とし、載荷回数 40 万回まで実施した。載荷周波数は、事前に実施した共振試験により共振周波数近傍ではないことを確認したうえで、8Hz とした。

接触式変位計により、コンクリート版ならびに地盤の沈下量と擁壁の水平方向のはらみ出し量を計測した。

3.3.2 載荷試験の結果

図 14 に載荷試験の結果を示す。ここでは、代表値として、最大の変位量を示した図 12 に示す計測位置の沈下量とはらみ出し量を整理した。なお、沈下量はコンクリート版の鉛直変位であり沈下する方向を正とし、はらみ出し量は壁面の水平変位でありはらみ出る方向を正としている。

沈下量は、載荷回数の増加に伴い収束する傾向を示し、一般盛土と類似している。繰返し回数 40 万回で 3.8mm 程度の沈下量が生じたが、これは有道床軌道の整備基準

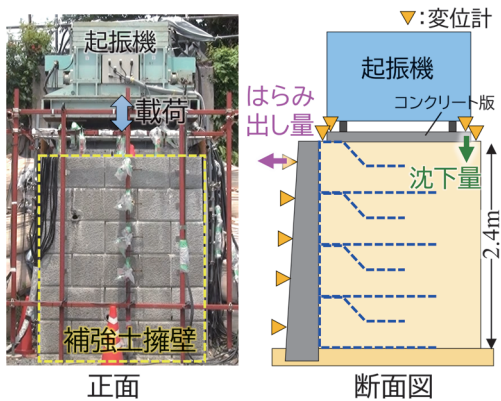


図 13 荷重試験の概要

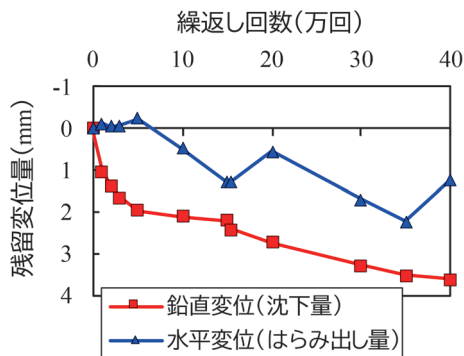


図 14 繰返し荷重回数と変位量の関係

値および頻度と比較すると微小な値である。水平変位の推移をみると、はらみ出し量は2mm程度であった。以上より、補強材の鉛直方向の配置間隔を0.6mに広げた場合でも、列車支持性能に及ぼす影響は微小であることを確認した。また、荷重試験において、軽量埋設型枠の脱落や壁面にも局所的なクラック等は確認されなかった。

4. 盛土の沈下量と沈下許容部材の適用高さ

4.1 沈下許容部材のスライド量

沈下許容部材を用いることで補強盛土と型枠を同時に施工できるが、沈下許容部材は、あくまでも盛土体の沈下・圧縮に対して適用可能な部材であり、支持地盤の圧密沈下に対応した部材ではないことを留意されたい。

沈下許容部材はL形鋼に沿って鉛直方向にスライドすることで、盛土の沈下に追随する機構であるが、L形鋼には型枠のセパレータが溶接固定されている。図15には、セパレータと沈下許容部材の位置関係の一例を示す。セパレータ連結用のリングコネクタは型枠端部から70mm内側に取り付けられている(図4)が、位置関係によっては、沈下許容部材とセパレータが干渉する場合も考えられる。セパレータは多少の角度を持たせた状態でも溶接固定が可能であるため、セパレータは沈下許

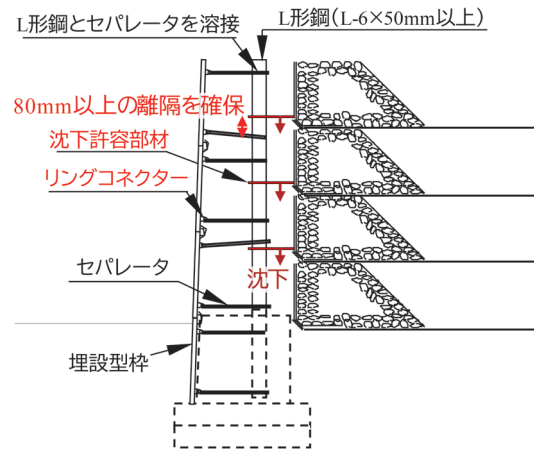


図 15 セパレータと沈下許容部材の位置関係

容部材との離隔を80mm以上確保することは可能と考えられる。セパレータと沈下許容部材との離隔を80mm以上確保するように確保した場合には、施工誤差や溶接部の脚長を考慮すると、沈下許容部材のスライド量は70mm程度になると考えられる。

4.2 盛土の層間圧縮率と盛土の沈下量

図16には、試験施工で確認された平均的な層間の圧縮率と上載盛土荷重の関係を示す。試験施工では、礫質土としてクラッシュラン(C-40)のほか、砂質土として稲城砂($D_c=90%$ (E-c法), 締固め層厚0.3m³⁾)を用いて構築した。参考に高速道路事例(以下、「道路事例」と称す)の結果も示す^{6) 7)}。砂質土と礫質土で多少のバラツキがあるものの上載盛土荷重の増加に従って圧縮率は増加傾向を示し、道路事例でも同様の傾向を示している。上載盛土荷重が増加すると層間圧縮率は、道路事例よりも本試験施工の結果の方が大きくなる。これは、締固め層厚の違いなどに起因するものと考えられる。道路事例では締固め層厚0.6mであるのに対して、試験施工では締固め度 $D_c=90%$ を確保するために、砂質土で締固め層厚0.3m、礫質土で締固め層厚0.15mとした。また、一般的に礫質土よりも砂質土の方が圧縮しやすいが、本試験施工で砂質土と礫質土で類似した傾向を示したのは、この締固め層厚の違いによるものが一因として考えられる。

図17は、盛土の高さと各層の盛土の沈下量の関係を示す。図中の盛土高さ2.4mの結果は、試験施工の沈下量は、測定で計測された残留沈下量を示し、計算値の沈下量は図16の結果(礫質土)を用いて、盛土の沈下量を算出したものである。試験施工の結果では高さ1.2mと1.5mの点でバラツキがみられたものの計算値と同様の挙動を示し、沈下量は中腹部で最大となった。これは、沈下許容部材を取り付けた当該層の沈下に加えて下層の圧縮沈下の影響を受けるためであり、道路事例でも類似

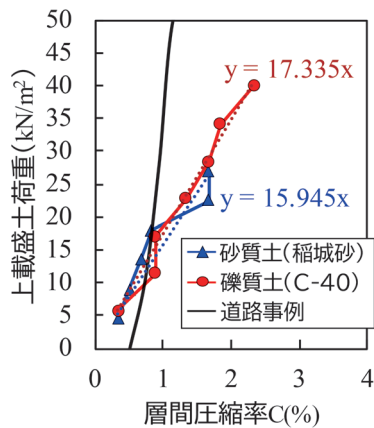


図 16 盛土の圧縮率

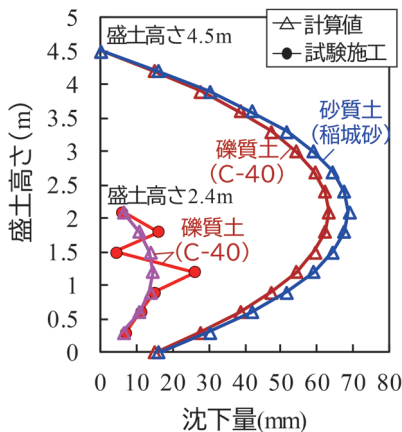


図 17 盛土高さと同層の沈下量の関係

の関係が得られている。

4.3 沈下許容部材の適用高さ

沈下許容部材のスライド量を 70mm に設定した場合は、盛土の沈下量を 70mm まで許容できる。図 16 の結果を用いて盛土の沈下量を算出すると、盛土の沈下量の最大値が 70mm となるのは、砂質土・礫質土ともに擁壁高さ 4.5m 程度である (図 17)。しかしながら、計算値と試験値でバラツキがあることも考慮すると、現時点では、擁壁高さ 4.0m 程度 (盛土沈下量 53mm 程度) を適用高さとして設定している。

また、補強土擁壁の施工実態を確認すると高さ 5m 未満の施工割合が 45% 程度占めており⁸⁾、比較的多くの現場で適用できると考える。

5. まとめ

本研究では、足場を不要とするため、背面側から壁面を構築する施工法を開発し、施工の実現性の検証とその適用高さについて整理をした。以下に得られた知見を示す。

- (1) 狭隘箇所に適用可能な補強土擁壁の背面施工法を提案した。開発した沈下許容部材と脱型不要な軽量埋設型枠を併用することで、背面側から型枠と補強盛土を同時に施工でき、足場が不要となる。
- (2) 試験施工により、提案法の施工の実現性を確認した。高さ 2.4m の擁壁においては盛土の沈下に対して沈下許容部材が機能していたことが実証された。
- (3) 沈下許容部材のスライド量を考慮すると、本工法の適用高さは 4.0m 程度までと考えている。

また、沈下許容部材と軽量埋設型枠を併用した背面施工法に関して、部材の規格や施工手順、施工時の留意点については、2024 年 10 月に発刊が予定されている RRR 工法の設計・施工マニュアル⁹⁾ならびに材料マニュアル¹⁰⁾、積算マニュアル¹¹⁾の改訂版に記載している。

文献

- 1) RRR 工法協会：RRR-B 工法 (剛壁面盛土補強土擁壁工法) 設計・施工マニュアル 令和元年 6 月, 2019
- 2) 小浪岳治, 山下喜央, 杉浦充明：残置型枠を用いたコンクリート擁壁の施工技術, 令和 4 年度土木学会全国大会第 77 回年次学術講演会, VI-724, 2022
- 3) 倉上由貴, 高木翔太, 中島進, 小浪岳治, 山下喜央：補強土擁壁における補強材の配置間隔及び壁体構築方法が施工時安定性に及ぼす影響, ジオシンセティックス論文集, Vol.38, pp.122-129, 2023
- 4) 国土交通省：土木工事施工管理基準及び規格値 (案) 令和 5 年 3 月, 2023
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書【施工編】, 2017
- 6) 阿部秀徳, 姫野浩志, 森下裕史, 川崎廣貴：礫質土を用いた高盛土の圧縮沈下挙動, 土木学会第 57 回年次学術講演会, III-815, 2002
- 7) 谷藤義弘, 川島正人, 山内智：高速道路における厚層締め盛土の圧縮沈下挙動～盛土開始から供用後 5 年までの経年変化～, 土木学会北海道支部論文報告集, 第 66 号, 2009
- 8) RRR 工法協会：RRR 工法協会だより, Vol.48, 2021
- 9) RRR 工法協会：RRR-B 工法 (剛壁面盛土補強土擁壁工法) 設計・施工マニュアル 令和 6 年 10 月, 2024
- 10) RRR 工法協会：RRR 工法による補強盛土工法 材料マニュアル 令和 6 年 11 月, 2024
- 11) RRR 工法協会：RRR-B 工法 (剛壁面盛土補強土擁壁工法) 標準積算マニュアル 令和 6 年 11 月, 2024