

2.3.8. 補強土壁の抵抗のメカニズムにおいて前提となる沈下の条件（③基礎地盤の沈下）

(1) はじめに

補強土壁の底面の位置が下がる現象に起因して補強土壁に生じる状態や、路面の連続性や補強土壁の状態の観点から確保すべき基礎地盤の条件及び対処方法を明確化することを目的に、現状の設計での対処方法を整理し、変状事例の分析、部分的に地盤改良する条件等を想定した遠心模型実験及び数値解析を実施した。

(2) 補強土壁の底面の位置が下がる現象への対処方法の現状の整理

ここでは、補強土壁の底面の位置が下がる現象への対処方法の現状について整理する。補強土壁の現行の設計において、2.1節で示したように、補強土壁の底面の位置が下がる現象に関連する照査としては、1)支持に対する安定の照査 2)沈下に対する照査（鉛直地盤反力度の照査）及び3)全体安定の検討の3つがなされている。加えて、鉄筋コンクリート製壁面材の場合には、不同沈下等により壁面材の縦断方向にクラックや開き等を生じることがある。そのような変形が予想される箇所には、構造上の配慮として壁面材に適切な間隔で鉛直目地を設けることとされている。帯鋼補強土壁を例に挙げると、図-2.3.8.1に示す幾何学関係から得られる最大375mm（ S_{max} ）の不同沈下に対して、壁面材どうしが接触する状態を回避するための縦目地間隔及び壁面材同士の遊間量を構造細目として設定している。一方で、鋼製枠の場合には、壁面材（図-2.3.8.2）が一定の不同沈下に追従する構造となっている。

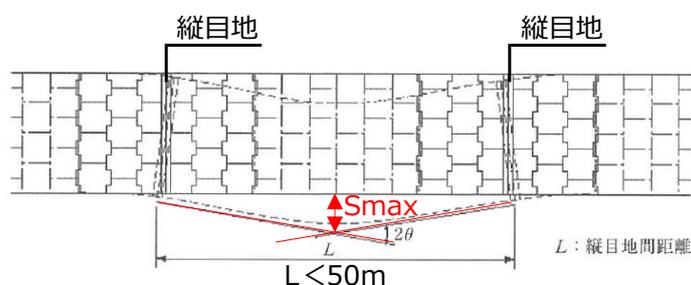


図-2.3.8.1 壁面の不同沈下の模式図（帯鋼補強土壁の場合）^{2.3.8-1}



(a)溶接金網タイプ



(b)エキスパンドメタル

図-2.3.8.2 鋼製枠壁面材^{2.3.8-2}

(3) 基礎地盤の沈下に起因した補強土壁の変状の実態調査

過去の実態調査から、補強土壁の底面の位置が下がる現象に関連した補強土壁の変状事例を抽出して分析した結果、路面の連続性が大きく問題となった事例は認められなかった。一例として、2.3.1 項で示した中で沈下が要因とされる事例を概要のみ抽出し、表-2.3.8.1 に示す。

以上のように、路面の連続性に大きく問題となった事例は認められなかったものの、沈下の程度によっては補強土壁の安全性に影響が生じるおそれがある。

表-2.3.8.1 事例概要

事例	タ 1	テ 3
所在地	福島県（橋梁取付擁壁）	新潟県（橋梁取付擁壁）
施工年月	2007 年（約 4 年経過）	2004 年（約 7 年経過）
壁面材	鉄筋コンクリート製パネル (t = 11.5 cm)	鉄筋コンクリート製パネル (t = 14 cm)
壁高	11.0m	6.75m
適用	橋台背面アプローチ部	橋台背面アプローチ部
起因地震	2011 年東北地方太平洋沖地震	2011 年長野県北部地震
震度階級	6 弱（震央からの距離：233km）	6 強（震央からの距離：3.4km）
最大沈下（段差）	路面の沈下は無いが、壁面材の目地が詰まっている。	路面の沈下は無いが、橋台との境界で壁面材直上部において 70mm の段差が見られる。

(4) 基礎地盤の沈下の影響を受ける補強土壁の挙動の把握

基礎地盤の沈下の影響を受ける補強土壁の状態の評価に関してより高い信頼性を確保していくことを目的に、部分的に軟弱地盤を改良する場合に、改良範囲と未改良範囲で相対沈下が生じる条件を想定し、基礎地盤の沈下の影響による補強土壁の状態を遠心模型実験及び有限差分法解析により調べた。(図-2.3.8.3)

遠心模型実験では、地盤改良の横断方向の範囲に着目し、遠心力場において任意の範囲及び量の基礎地盤の沈下を制御できる装置を使用し、実大換算で壁高 7.5 m の補強土壁に対して、沈下の範囲等を系統的に変化させた 5 ケースの実験を実施した。本実験では、基礎地盤の沈下の影響による盛土材の変形・変位、壁面の水平変位、補強材張力等の挙動を調べ、これらの挙動と地盤改良幅の関係を把握した。さらに、基礎地盤の沈下によって盛土材が変位・変形し、及び補強材の張力が変化するメカニズムを考察した。

有限差分法解析では、基礎地盤の沈下によって補強材の張力等が変化するメカニズムを踏まえて、補強土壁の壁高に応じて基礎地盤の沈下によって盛土が変位または変形する範囲が、どのように変化するかを調べた。

最後に、遠心模型実験と有限差分法解析の結果に基づいて、補強土壁の状態に沈下の影響が及ばないと判断できる地盤改良幅を提案した。

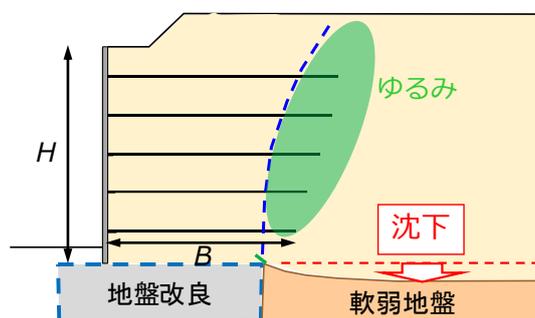
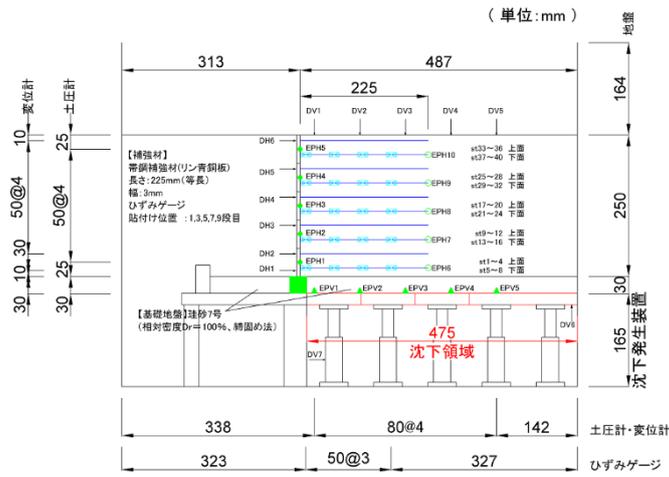


図-2.3.8.3 基礎地盤の沈下の影響を受ける補強土壁に生じる現象のイメージ

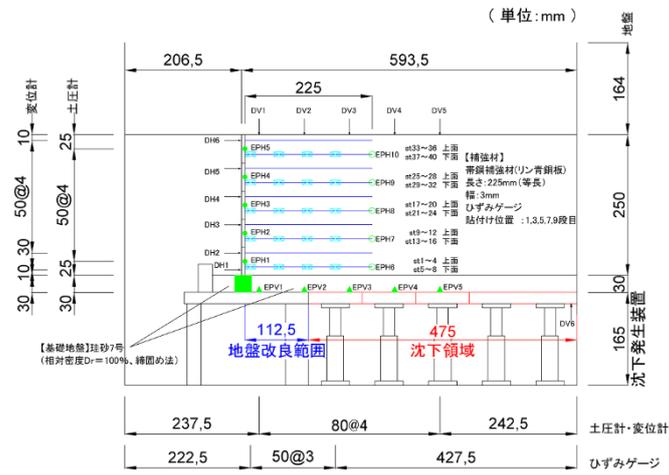
1) 遠心模型実験の方法

実験には有効回転半径が 3.5 m の遠心力載荷試験装置を使用し、30 G の遠心力場において実施した。模型寸法、計測結果等の物理量は実大換算で表記する。

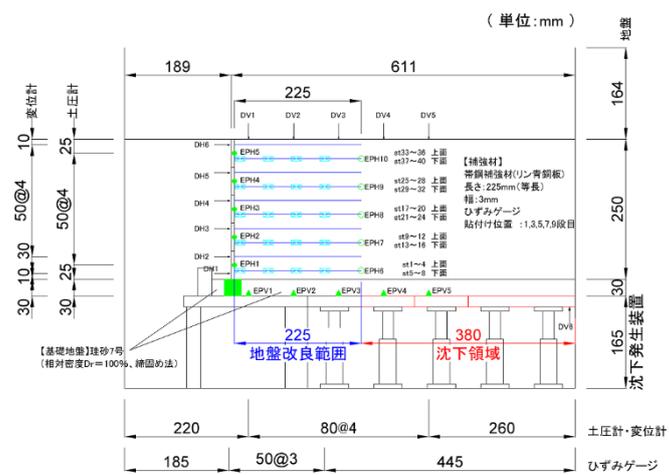
図-2.3.8.4 及び図-2.3.8.5 は、それぞれ模型概要図及び沈下発生装置の概要図である。部分的に改良が実施され、改良範囲と未改良範囲で相対沈下が生じる条件を再現するために、遠心力場において任意の範囲・量の沈下を導入することができる沈下発生装置を用いた。沈下発生装置は補強土壁模型の下部に設置され、図-2.3.8.5 (b) のようにモータで引抜きベースを水平に引き抜くことにより、これを沈下ベースの鉛直運動に変換し、沈下板に沈下を導入することができる。実験では、沈下はその大きさが 400 mm となるまで徐々に沈下量を漸増させることとした。



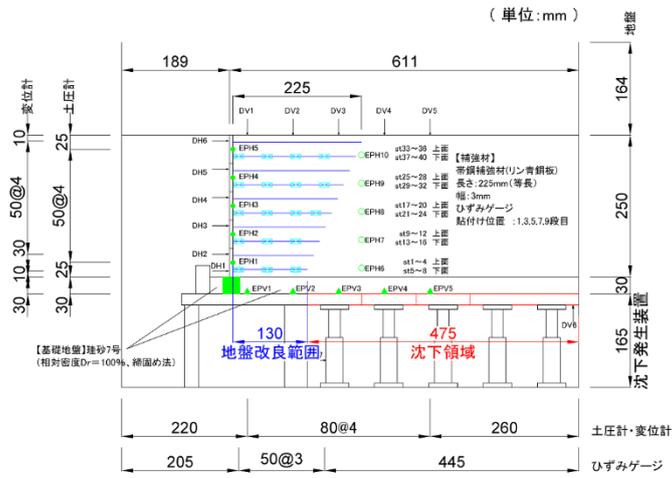
(a) Case1



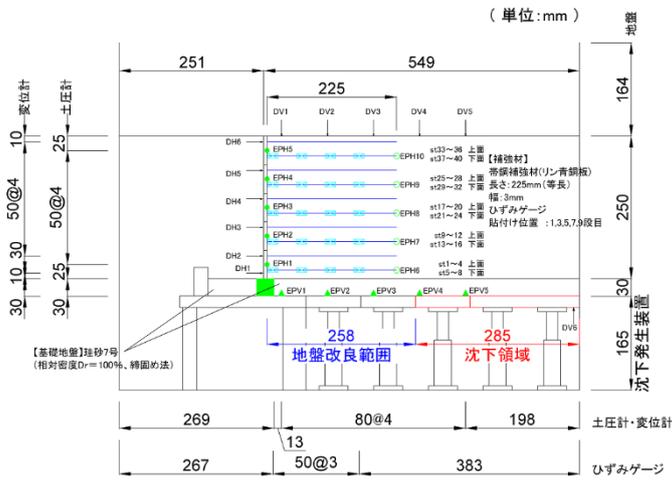
(c) Case2



(c) Case3



(d) Case4



(e) Case5

図- 2.3.8.4 模型概要図

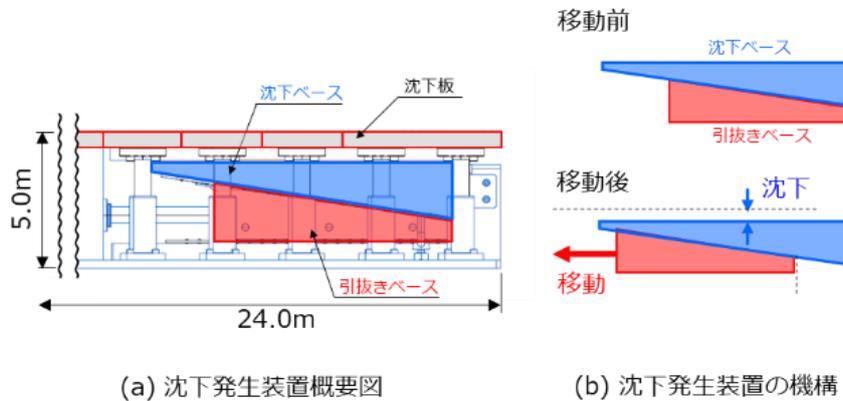


図- 2.3.8.5 沈下発生装置

補強材の長さ（補強領域の形状）及び地盤改良範囲をパラメーターに、図-2.3.8.4及び表-2.3.8.2に示す5ケースの実験を実施した。補強材長は、軟弱地盤上の補強土壁の適用実績を参考に設定した。全段の補強材の長さを等長とした条件を基本とし、Case4では、補強材をその長さの分布が逆台形型となるように配置した不等長のケースについても実施した。Case1では、補強土壁に生じる状態に対して最も厳しいと考えられる基礎地盤の沈下の条件として、壁面材を支持する基礎コンクリートの直下のみを地盤改良した条件を想定し、基礎コンクリートより背後側の基礎地盤を全て沈下させた。Case2では、壁面材の直下から後方に補強領域底面の幅 B の0.5倍までの範囲が地盤改良した条件を想定して、それより後方の範囲を沈下させた。Case3及びCase4では補強領域底面のすべてを、Case5ではさらに1m加えた範囲が地盤改良された条件を想定し、それより後方の範囲を沈下させた。

表-2.3.8.2 遠心模型実験のケースの一覧

	補強材長	地盤改良の範囲 (沈下を導入しない範囲)	想定する条件
Case1	等長	壁面材の直下	基礎コンクリートの直下のみを地盤改良
Case2	等長	$0.5B$	壁面材の直下から後方に補強領域底面の幅 B の0.5倍までの範囲を地盤改良
Case3	等長	B	補強領域底面のすべてを地盤改良
Case4	不等長	B	補強領域底面のすべてを地盤改良
Case5	等長	$B+1\text{m}$ (実大換算)	最上段の補強材の後端に1mを加えた範囲までを地盤改良

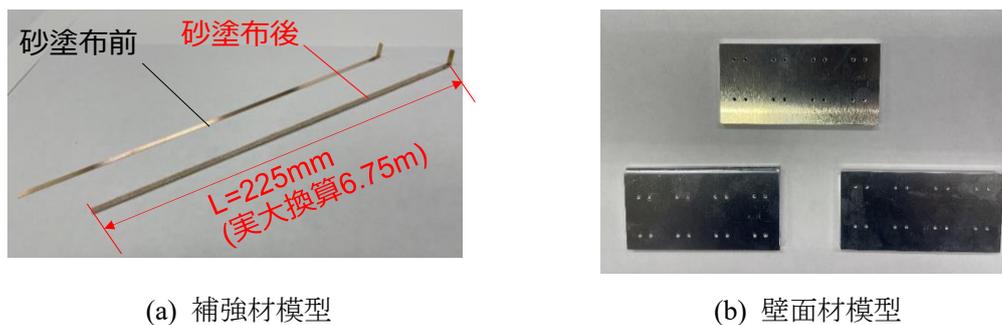
B : 補強領域底面の幅

補強土壁模型の壁高は、補強土壁の適用実績を考慮して代表的な値である7.5mとした。壁面材及び補強材の模型の外観は、図-2.3.8.6に示す。壁面材は鉄筋コンクリート製パネルを、補強材は帯状補強材を想定した。壁面材の模型にはアルミを、補強材の模型にはリン青銅を使用し、それぞれ曲げ剛性 EI 及び引張剛性 EA の相似則を適合させた断面寸法とした。補強材の長さは、軟弱地盤上の補強土壁の適用実績を参考に設定した。

盛土材には、気乾状態の東北珪砂7号（平均粒径 $D_{50} = 0.16\text{ mm}$ ）を用い、相対密度 D_r で80%となるように空中落下法により製作した。また、装置の沈下に対して補強領域及び背面地盤が滑らかに追従するように厚さ0.9mの基礎地盤を設け、基礎地盤として東北珪砂7号

を相対密度 D_r で 100 % となるように締固め法により製作した。

補強材の張力、壁面材の変位、盛土材の変形等を計測するために、図-2.3.8.4 に示した計測器のほか観察用の標線及び画像解析 (PTV) 用の標点を配置した。実験のセットアップを図-2.3.8.7 に示す。



(a) 補強材模型

(b) 壁面材模型

図-2.3.8.6 補強材及び壁面材の模型

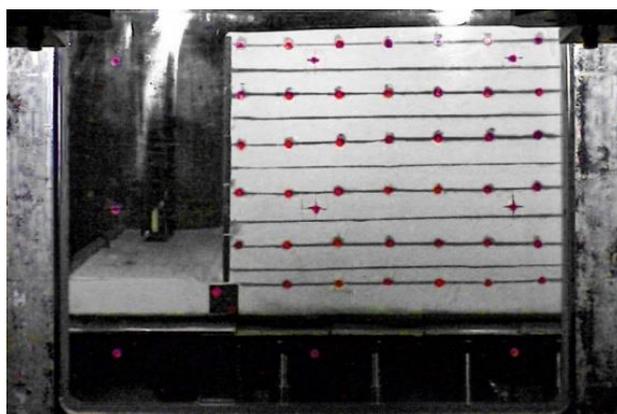


図-2.3.8.7 実験のセットアップ

2) 遠心模型実験の結果

沈下に起因した補強土壁の状態の全体的な傾向の推移について示す。図-2.3.8.8 は、壁面の水平変位、壁面材背面の土圧、天端の地表面沈下量、補強材の軸ひずみ、底面の鉛直地盤反力並びに基礎コンクリートの鉛直及び水平反力の推移を、沈下量 100mm 毎に示したものである。なお、実験終了後に模型を解体しながら観察した結果、いずれのケースにおいても補強材の破断は認められなかった。基礎地盤の沈下に起因して、補強材張力の増加、壁面の後傾、基礎コンクリートの鉛直地盤反力の増加等の変化が生じた。その変化は、地盤改良の範囲によって異なる複雑なものであった。

Case1 では、補強材のひずみ（張力）は、計測している全段で基礎地盤の沈下に伴い増加し、沈下量によっては設計応答値を超過した。また、壁面は基礎地盤の沈下に伴って後傾し、壁面材背面の土圧は増加した。さらに、基礎コンクリートの鉛直地盤反力も基礎地盤の沈下に伴って増加し、400mm 沈下時には沈下前の荷重条件における設計応答値の 2 倍程度の値が生じた。（図-2.3.8.8(a)）

Case2 では、概ね Case1 同様の傾向を示した。補強材ひずみ（張力）は、計測している全段で基礎地盤の沈下に伴い増加し、沈下量によっては設計応答値を超過した。また、壁面は基礎地盤の沈下に伴い後傾したが、壁面材背面の土圧はほとんど変化しなかった。さらに、基礎コンクリートの鉛直地盤反力はほとんど変化しない傾向であった。（図-2.3.8.8(b)）

Case3 では、Case1 及び 2 とは少し異なる傾向を示した。補強材ひずみ（張力）は、計測している補強材のうち、上 2 段において基礎地盤の沈下に伴い増加し、沈下量によっては設計応答値を超過した。壁面は上部（補強材ひずみ（張力）が増加している範囲）のみ後傾した。壁面材背面の土圧及び基礎コンクリートの鉛直地盤反力はほとんど変化しない傾向であった。（図-2.3.8.8(c)）

Case4 では、Case3 と同様の傾向がみられた。補強材配置の違いによる補強土壁の状態の変化への影響は見られない。（図-2.3.8.8(d)）

Case5 は、他のケースに比べ基礎地盤の沈下による影響が最も軽微であった。補強材ひずみ（張力）は、計測している補強材のうち、最上段のみ基礎地盤の沈下に伴い増加し、沈下量により設計応答値を超過した。壁面は最上段で後傾する傾向がみられる。壁面材背面の土圧はやや増加するものの設計応答値未満であった。基礎コンクリートの鉛直地盤反力はほとんど変化しない傾向であった。（図-2.3.8.8(e)）

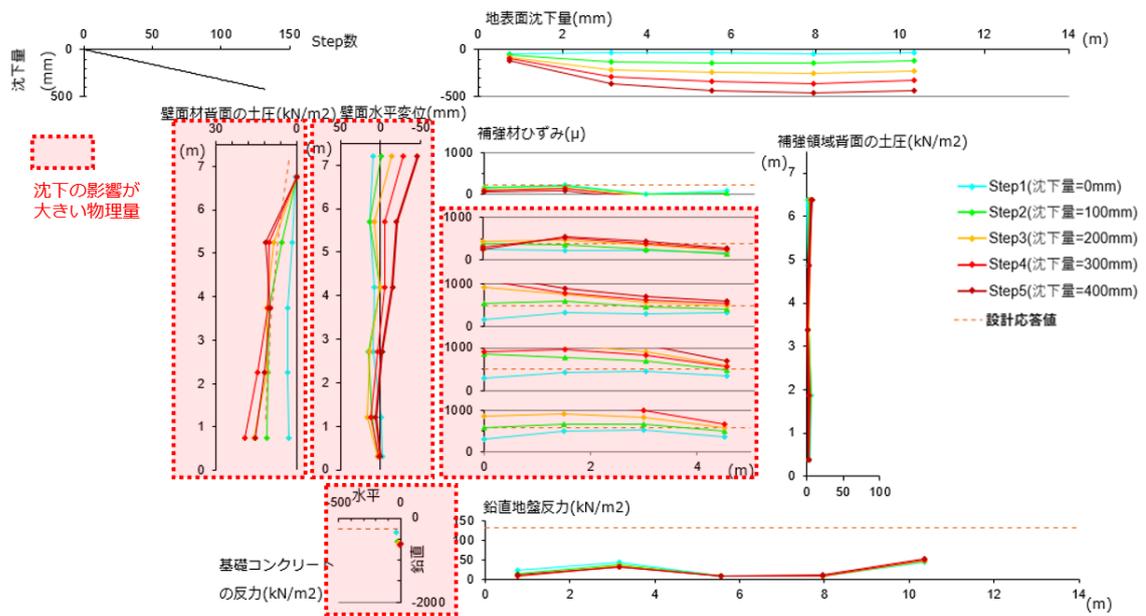


図- 2.3.8.8(a) 壁面の水平変位、土圧、天端沈下量、補強材張力、底面の地盤反力の推移 (Case1)

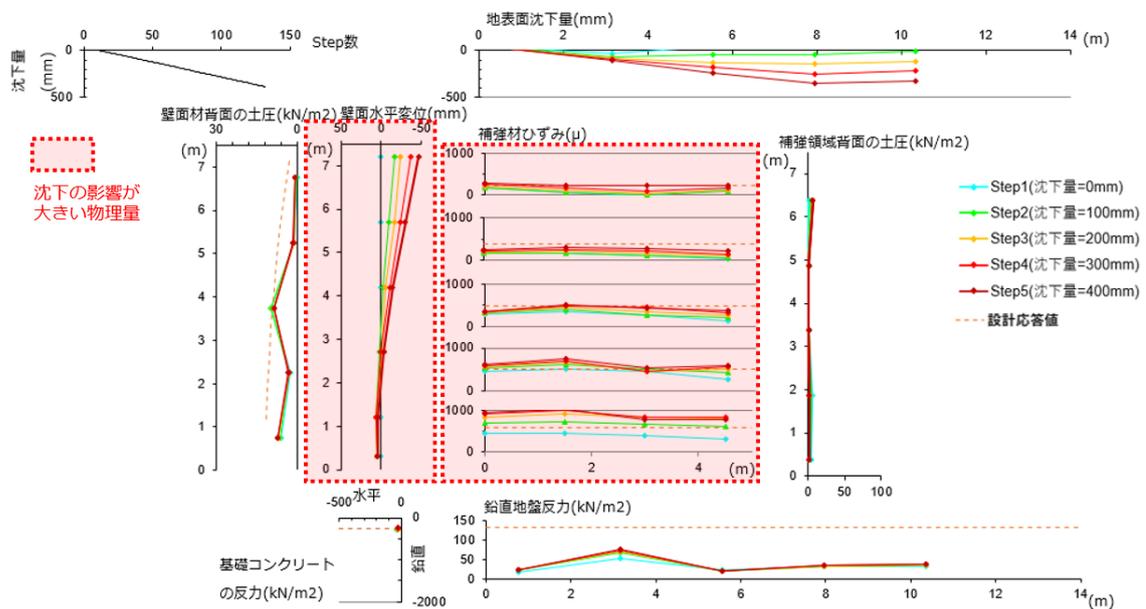


図- 2.3.8.8 (b) 壁面の水平変位、土圧、天端沈下量、補強材張力、底面の地盤反力の推移 (Case2)

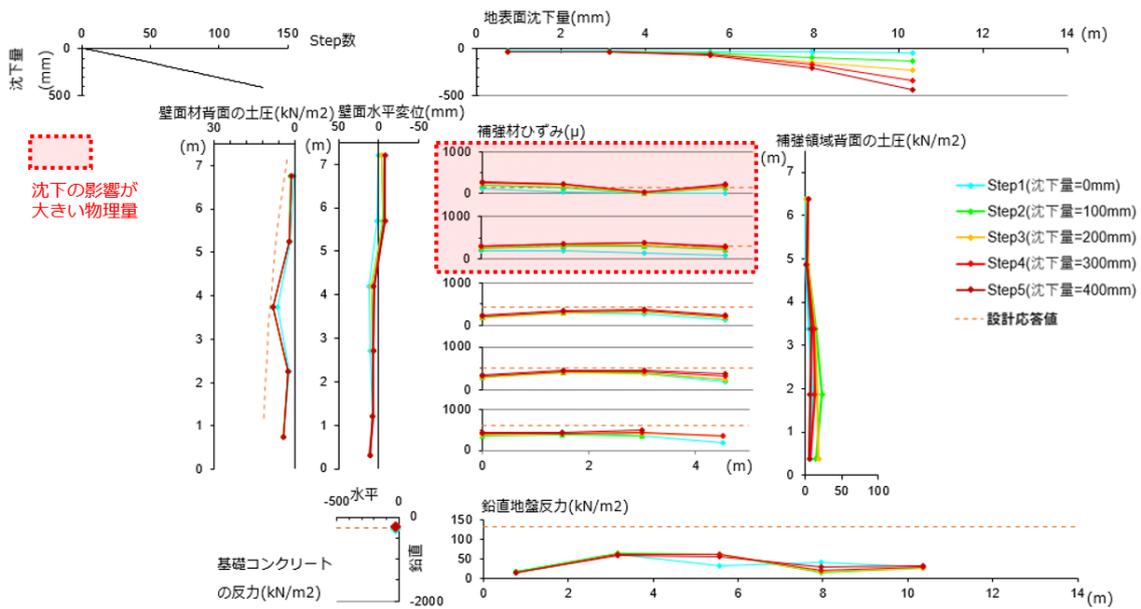


図- 2.3.8.8 (c) 壁面の水平変位、土圧、天端沈下量、補強材張力、底面の地盤反力の推移 (Case3)

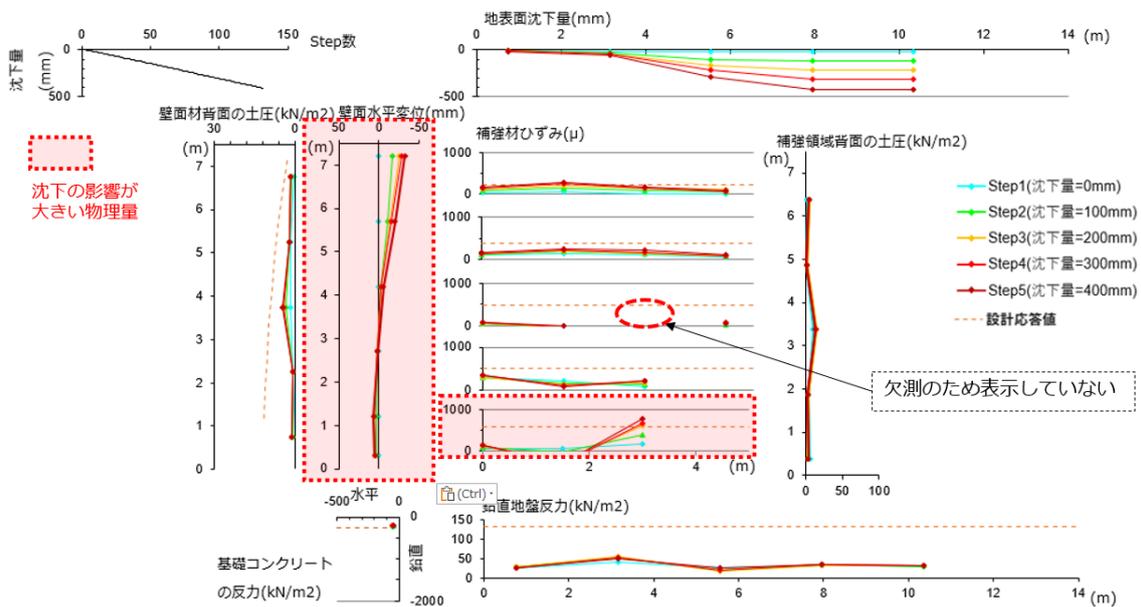


図- 2.3.8.8 (d) 壁面の水平変位、土圧、天端沈下量、補強材張力、底面の地盤反力の推移 (Case4)

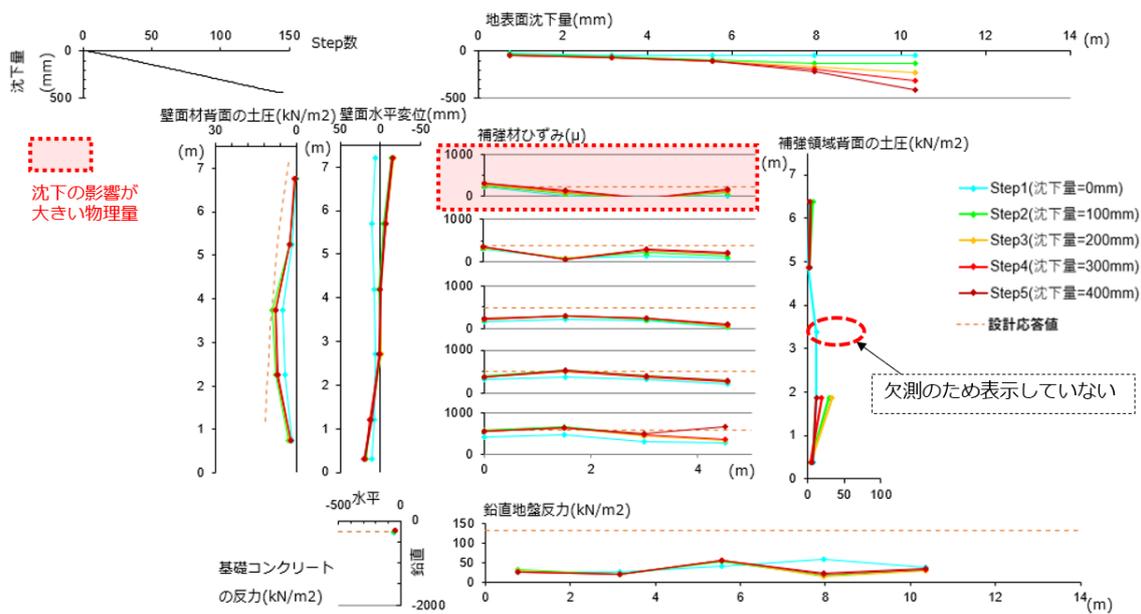


図- 2.3.8.8 (e) 壁面の水平変位、土圧、天端沈下量、補強材張力、底面の地盤反力の推移 (Case5)

以上の実験結果から、沈下に起因して生じた補強土壁の状態の変化の概要をまとめると、表-2.3.8.3 のとおりである。表は、沈下に起因して生じた補強土壁の状態の変化が大きいケースを左から順に並べている。すなわち、沈下に起因して生じる補強土壁の状態の変化は、地盤改良の範囲が最も狭い Case1 ほど大きく、地盤改良範囲が最も広い Case5 ほど限定的となった。天端の沈下は、基礎地盤の沈下範囲と対応して発生した。壁面の水平変位は、Case1、Case2 及び Case 4 は大きく後傾が進展した。対して、Case3 及び Case 5 ではわずかに後傾が進展した。壁面材背面の土圧と基礎コンクリートの鉛直地盤反力度は、Case1 においてのみ変化し、その変化の程度も著しかった。補強材の張力は、Case1、Case 2 及び Case 4 では沈下量によっては設計値を大きく上回り、その変化の程度は下段の補強材ほど著しいものであった。対して、Case3 及び Case 5 では、下段の補強材の変化は無いかまたはごくわずかであるものの、上段の補強材の張力が増加した。

以上のとおり、沈下に起因して生じる補強土壁の状態の変化は地盤改良範囲を広くすれば限定的となるものの、最上段の補強材の後端に 1m を加えた範囲までを地盤改良した条件においても、沈下の影響により上段の補強材の張力が増加した。

表- 2.3.8.3 実験における沈下の影響による補強土壁の状態の変化の概要

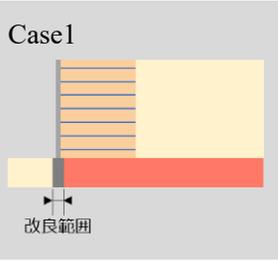
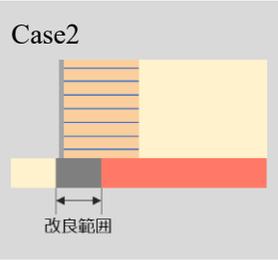
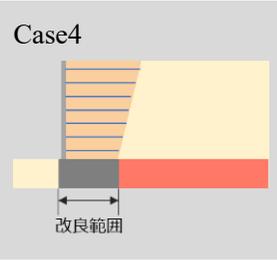
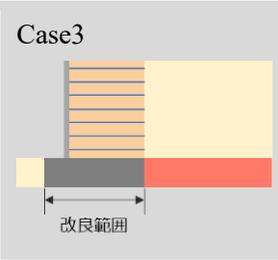
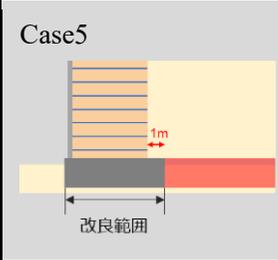
	Case1	Case2	Case4	Case3	Case5
					
天端の沈下	<u>壁面材の背面から後方で増加</u>	<u>補強領域の中ほどから後方で増加</u>	<u>補強領域の中ほどから後方で増加</u>	<u>補強領域背面より後方で増加</u>	<u>補強領域背面より後方で増加</u>
壁面の水平変位	<u>大きく後傾が進展</u>	<u>大きく後傾が進展</u>	<u>大きく後傾が進展</u>	わずかに後傾が進展	わずかに後傾が進展
壁面材背面の土圧	<u>大きく増加</u>	変化無し	変化無し	変化無し	変化無し
基礎コンクリートの鉛直地盤反力度	<u>設計応答値の2倍程度まで増加</u>	変化無し	変化無し	変化無し	変化無し
補強材張力	<u>全段にわたって設計応答値程度かそれ以上に増加</u>	上段：設計応答値以下 下段：設計応答値以上に増加	上段：設計応答値以下 下段：設計応答値以上に増加	上段：設計応答値程度に増加 下段：わずかに増加	最上段：設計応答値程度に増加 下段：変化無し

図-2.3.8.9は、標点の画像解析（PTV）から求めた400mm沈下時の盛土材の水平変位及び鉛直変位のコンター図である。盛土材の変位分布と図-2.3.8.8に示した補強材のひずみ分布を比較すると、相対的に地盤改良範囲が狭いケース（Case1、Case 2 及び Case 4）と広いケース（Case3 及び Case5）でその傾向が異なった。

地盤改良範囲が狭いケース（Case1、Case 2 及び Case 4）では、沈下に伴って補強領域の中で大きな鉛直変位が発生した。実験では基礎コンクリートは沈下しない条件としているのと壁面材の剛性は盛土材に比べて十分に大きいため、壁面材と補強材の接合部の位置は変化しない。そのため、盛土材に鉛直変位が生じると、補強材が斜め方向に引っ張られ、これにより補強材の張力が増加したものと考えられる。

対して、地盤改良範囲が広いケース（Case3 及び Case 5）では、補強領域よりも後方において大きな鉛直変位が発生した。そのほか、上段の補強材の後端付近において大きな水平変位が発生した。この大きな水平変位が発生した範囲と張力が増加した補強材の高さが対応した。したがって、沈下に起因して盛土材が水平方向に変位することで、補強材の後端付近が水平方向に引っ張られて張力が増加したものと考えられる。

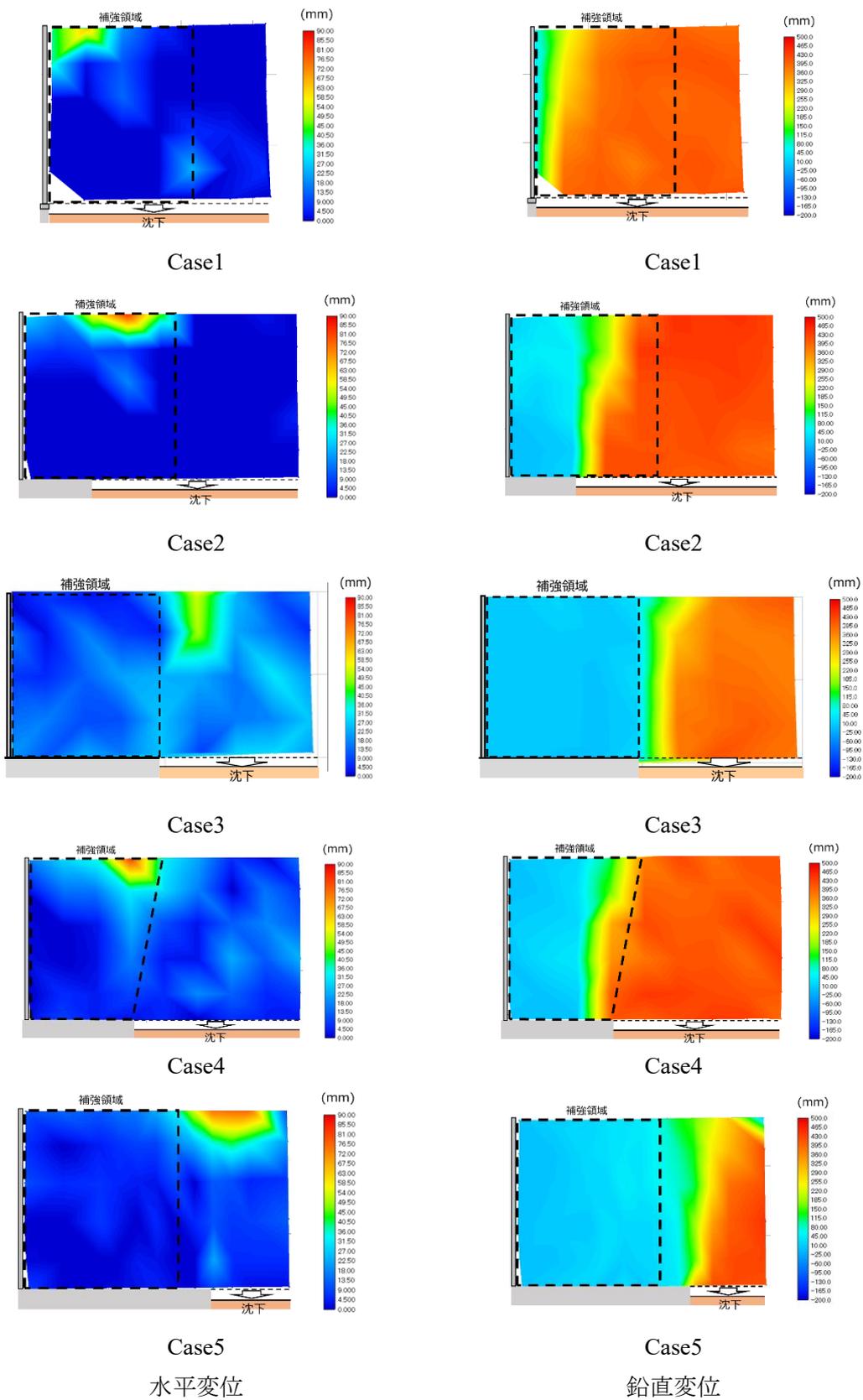


図- 2.3.8.9 400mm 沈下時の盛土材の変位コンター図 (画像解析 PTV)

3) 基礎地盤の沈下によって張力が増加するメカニズム

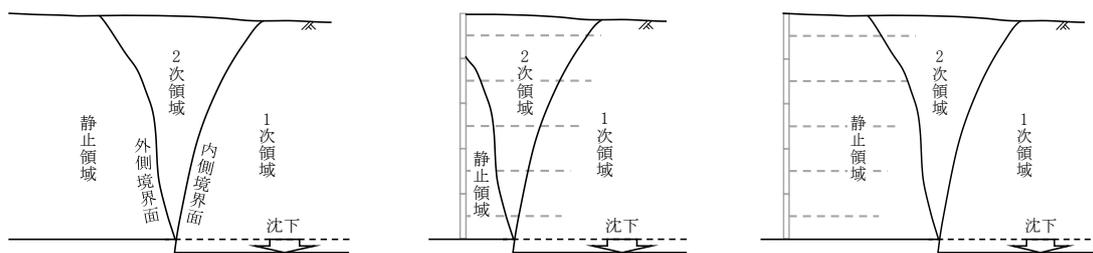
実験で認められた盛土材の変位と補強材の張力の変化の傾向を踏まえると、基礎地盤の沈下に起因する補強材の張力増加のメカニズムは次のようなものであると考えられる。

図-2.3.8.10(a)に示したように、基礎地盤の沈下に起因した変位の形態に基づいて盛土は3つの領域に区分される。1つ目は、地盤改良範囲と未改良範囲の境を起点に、盛土の鉛直下向きに変位が卓越する領域（以下「1次領域」という。）、2つ目は、1次領域の沈下に伴って変位が生じる領域（以下「2次領域」という。）、3つ目は変位が生じない領域（以下「静止領域」という。）である。1次領域と2次領域の境界（内側境界面）は基礎地盤の沈下に伴い生じるせん断面の形状によって決まる。このような挙動は、砂質土中のトンネルの土圧に関する降下床実験で見られる地盤の挙動^{2.3.8-3)}に類似したものである。補強材が、1次領域または2次領域に含まれるとその応答に盛土の変位の影響を受ける。実験では、Case1、Case2及びCase4では補強材は1次領域及び2次領域に含まれ（図-2.3.8.10(b)）、Case3及びCase5では補強材は2次領域に含まれ（図-2.3.8.10(c)）、それぞれの領域の盛土材の変位に応じて補強材に張力が生じたものと考えられる。

このような補強材に張力が生じるメカニズムに基づけば、仮に壁面材の直下から下端の補強材の後端までの範囲を地盤改良して沈下しない条件を確保していたとしても、補強材の一部が2次領域に含まれる場合には張力が増加することとなる。2次領域に補強材の一部が含まれるという観点では、補強材が等長のCase3よりも逆台形のCase4の方が上段の補強材に影響を受け易く、このためCase4のほうが大きな張力が発生したと考えられる。

1次領域：盛土の鉛直下向きに変位が卓越する領域

2次領域：1次領域の沈下に伴って変位が生じる領域



(a)部分的な沈下に起因した盛土材の変位のメカニズム (b) 1次領域及び2次領域に補強材が含まれる場合 (c) 2次領域に補強材が含まれる場合

図- 2.3.8.10 基礎地盤の沈下に起因した盛土材の変位

4) 2次領域の範囲の傾向の考察

沈下の影響による補強土壁の状態の変化を予測するには、沈下に起因した盛土の変位、特に2次領域の範囲を予測する必要がある。ここでは、2次領域の範囲の傾向について考察する。

1次領域内の盛土が沈下すると、その境界面にそって明確な隙間ができるわけではなく、1次領域に追従して2次領域の盛土が移動する^{2.3.8-3)}。その結果として2次領域では水平方向の変位が卓越すると考えられる。2次領域の挙動が、1次領域の形状と関連づいた盛土の流動であると考えれば、2次領域の範囲は、盛土材の強度、壁高等に依存するものと考えられる。

2次領域における変位は、地表面に近いほど大きく、水平変位が卓越すると考えられる。

盛土材の強度に関しては、表層ほど壁反対側に影響が及びやすい。地表面近くの盛土の強度は、拘束圧が小さいために粘着力の影響が支配的となる。遠心模型実験では、盛土材には気乾状態の珪砂を使用したことから、その粘着力はほぼゼロである。したがって、沈下に起因して生じる補強材の張力への影響という観点では、厳しい条件の実験となっていると考えられる。

5) 有限差分法の解析条件および解析結果

ここでは、沈下の影響を受ける補強土壁の挙動のシミュレーションへの有限差分法解析の適用性を確認すること、及び妥当な解析パラメーターを同定することを目的に、遠心模型実験のCase5を対象に解析を実施した。今回の検討に使用した解析コードは、ITASCA社の有限差分法解析コードFLAC3D 5.01である。

検討に用いた遠心模型実験のケースは、現行の設計を満たす一般的な補強材配置を想定した帯鋼補強土壁である。遠心模型実験の模型断面図を図-2.3.8.11に、解析モデル断面図を図-2.3.8.12に、解析に用いた諸条件を表-2.3.8.4に示す。

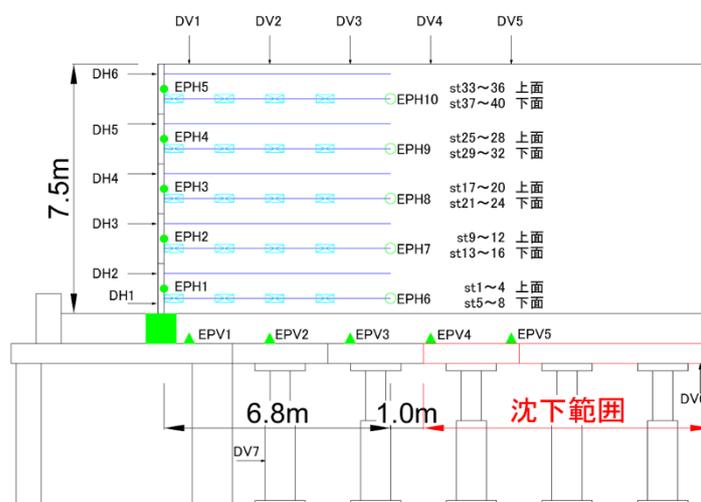


図- 2.3.8.11 遠心模型断面図 (Case5)

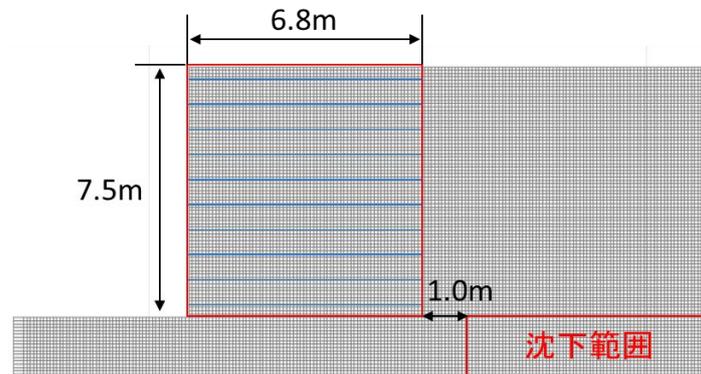


図- 2.3.8.12 解析モデル断面図

表- 2.3.8.4 解析に用いた諸条件

対象	解析物性値	数値	単位	備考
盛土材	変形係数 E	300	N/mm ²	遠心模型の S 波速度 V_s から算出
	ポアソン比 ν	0.3	-	
	粘着力 c	10.0	kN/m ²	
	内部摩擦角 φ	38	°	
補強材	剛性 E	123.4	kN/mm ²	補強材の引張試験結果から算出
	補強材長 L	0.9H	m	H : 補強土壁の壁高
	補強材厚さ t	10	mm	遠心模型実験と同様

解析に用いた諸条件のうち、盛土材の変形係数は遠心模型実験において遠心場で測定した盛土材の S 波速度 V_s から換算した。また、補強材の変形係数は遠心模型実験に用いた補強材の引張試験結果から算出した。

解析において、盛土材はソリッド要素でモデル化し、構成則はモール・クーロンの破壊基準に従う弾完全塑性とした。加えて、盛土材はせん断ひずみの進展とともにせん断強度が低下する強度減衰モデルを併せて採用した。また、壁面材はソリッド要素の弾性体でモデル化し、盛土材と壁面材間はインターフェイス要素を挿入することにより、壁面摩擦のみが要素間で生じる構造とした。さらに、補強材は解析コードに備え付けられているジオグリッド要素を採用し弾性体としてモデル化した。ジオグリッド要素には、補強材の剛性の他に、盛土材との粘着力、摩擦抵抗角、補強材の伸びに対応するばね定数を考慮した。

本解析では、遠心模型実験の Case5 と同様に、最上段の補強材の後端から 1m までの範囲を改良範囲としてモデル化した。解析において改良範囲は、変形が生じない強固な剛体としてモデル化し、実験の条件を再現した。沈下範囲においては、遠心模型実験と同様に、鉛直下向きに 400mm の強制変位を導入した。

図-2.3.8.13 は、遠心模型実験の Case5 と有限差分法解析における沈下量 400mm 時の水平方向の変位量のコンター図をそれぞれ示したものである。解析は実験の特徴を捉えており、有限差分解析によって、一定の信頼性で実験をシミュレーションできているものと考えられる。

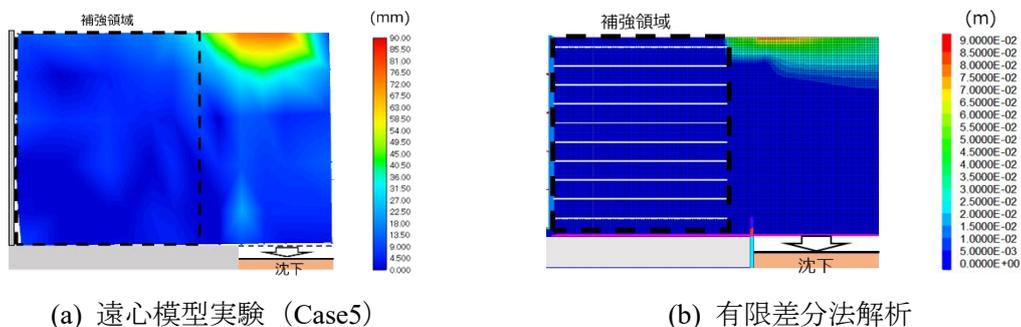


図-2.3.8.13 水平方向変位のコンター図 (壁高 7.5m 沈下量 400mm 時)

図-2.3.8.14 は、遠心模型実験の Case5 のプロポーシオンにおける解析結果から、変位ベクトルを示したものである。ここでは、2次領域の挙動を視覚的に把握できるように改良範囲の直上にある (沈下範囲よりも壁面側) についてのみ抽出して示す。沈下範囲よりも壁面に近い領域において、水平変位及び鉛直変位が発生している。これは沈下領域及び1次領域の沈下に影響を受けて盛土材が変位した領域であり、前述の2次領域を示していると考えられる。この図からは、2次領域のうち、地表面に近いほど水平変位が大きくなる傾向が認められる。

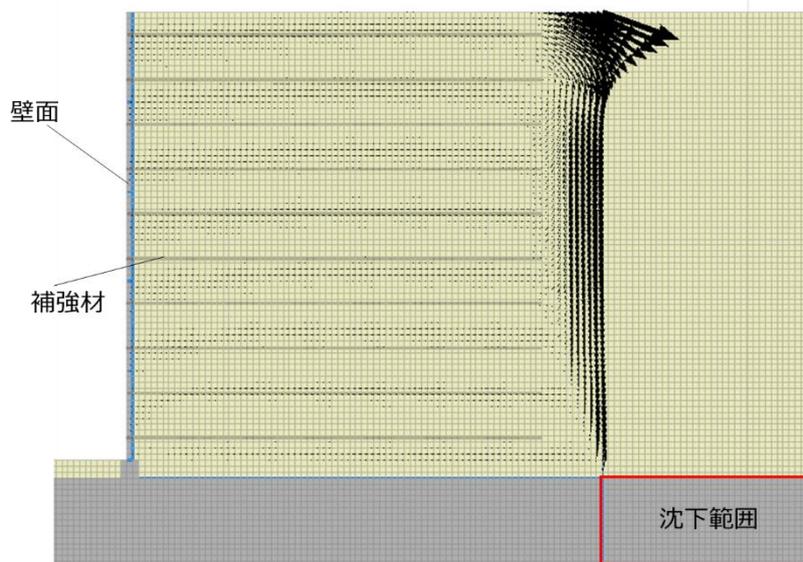


図-2.3.8.14 変位ベクトル (20倍スケール)

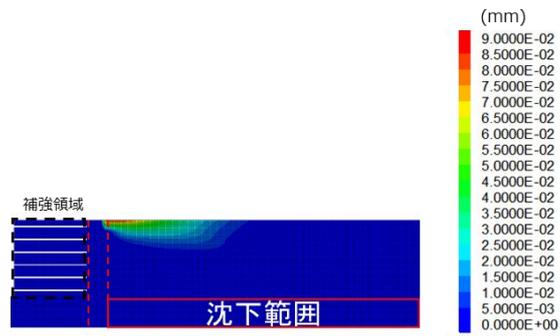
2次領域の形状に対する壁高の影響に関して、その傾向を定性的に調べるために系統的に壁高を変化させた条件に対して表-2.3.8.5のケースで有限差分法解析を実施した。壁高は、4.5m、7.5m、9.0m及び15.0mとした。補強材長については、結果の解釈が容易となるよう条件を単純化して一律に壁高の0.9倍とした。

表- 2.3.8.5 有限差分法解析のケース一覧

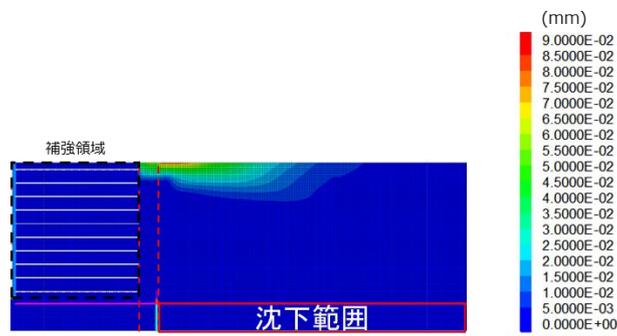
	壁高 (m)	補強材長 (m)
Case1	4.5	4.1
Case2	7.5	6.8
Case3	9.0	8.1
Case4	15.0	13.5

図- 2.3.8.15 に各ケースの盛土材の水平変位のコンター図を示す。2次領域の範囲は壁高の影響を受け、壁高が高いほど補強土壁の壁面側へ拡大する傾向にあった。壁高7.5mまでは高いほど補強土壁の壁面側へ拡大傾向にあるが、それ以上の壁高では拡大傾向は緩慢になる。

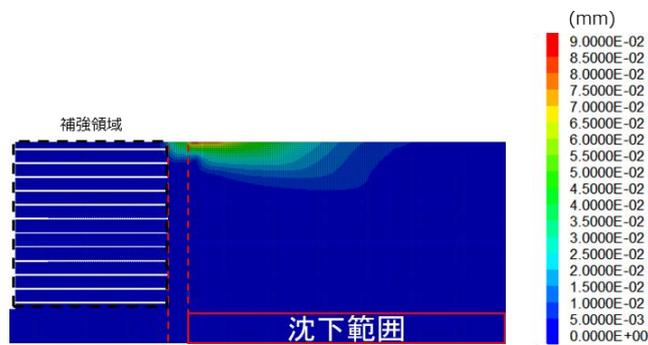
したがって壁高が高い場合には、壁高や盛土材の土質・状態等を考慮して、地盤改良する範囲を慎重に設定することが重要であると考えられる。



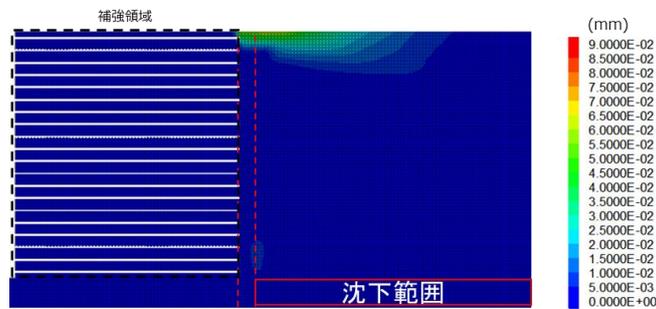
Case1 (H=4.5m)



Case2 (H=7.5m)



Case3 (H=9.0m)



Case4 (H=15.0m)

図- 2.3.8.15 水平方向変位のコンター図 (沈下量 400mm 時)

6) 対処方針

部分的な基礎地盤の沈下に起因した補強土壁の挙動のメカニズムについて述べた。このメカニズムにおける補強土壁の状態を評価する方法としては2つが考えられる。1つ目は、1次領域及び2次領域の盛土の変位を予測し、さらに盛土の変位との相互作用の結果として生じる補強材の張力を精度良く評価し、変化を直接的に予測する方法、2つ目は、補強土壁の状態に沈下の影響が及ばないとみなせる範囲まで地盤改良する方法である。

遠心模型実験及び有限差分法分析の結果を踏まえて、総合的に地盤改良をする場合の対処方針までを検討する。遠心模型実験の Case5 では、2次領域の影響が及びやすい最上段の補強材の後端に1mを加えた範囲を地盤改良することを想定した条件とした。その結果、本条件において沈下の影響により補強土壁に生じる影響は、最上段の補強材の張力の増加に限定されることがわかった。最上段の補強材の後端に1mを加えた範囲を地盤改良した条件でも、最上段の補強材には設計において部材応力に余裕をもたせておく必要があるが、実際の運用では、最上段の補強材の断面積は、最低寸法によって決まるため、一般に部材応力には大きな余裕が確保されている。このことから、本実験および本解析で対象とした壁高や盛土材の条件の範囲では、最上段の補強材の後端に1mを加えた範囲において相対的に沈下しない条件が確保されていれば、実用上は補強土壁に沈下の影響が考慮されたものとして扱うことができると考えられる (図-2.3.8.16)。

なお、2次領域の形状は壁高や盛土材の影響を受ける。このうち、盛土材の強度については、前述のとおり遠心模型実験では安全側の条件が設定されていると考えられる。したがって、良質な土をよく締め固める等、現場条件によっては地盤改良の範囲に最上段の補強材の後端に1mを加えた範囲が確保されていないからと言って、沈下の影響を受けて補強材の張力が大きく増加するとは限らないことには留意が必要である。

また、2次領域の範囲は、壁高が高いほど補強土壁の壁面側へ拡大し補強材の張力が増加する傾向にあるため、壁高が高い場合には、画一的に地盤改良する範囲を補強材の後端に1mを加えるのではなく、沈下の影響が及ばない条件を慎重に設定するのがよいと考えられる。

補強土壁前面側の改良幅については、補強土壁基礎からの荷重の分散を考慮し、荷重が及ぶ範囲以上の幅 ($z \cdot \tan\theta$ 上) を確保することを基本としている。ここで、 z は改良深度、 θ は荷重の分散角 (30~35°) を示す。

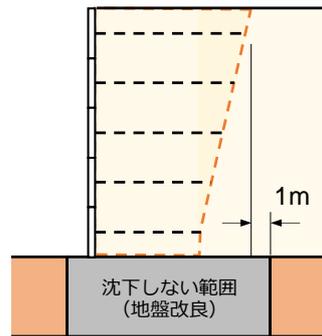


図-2.3.8.16 沈下の影響が及ばないとみなせると考えられる地盤改良範囲（壁高は本項の実験および解析条件の範囲）

(5) まとめ

補強土壁の底面の位置が下がる現象に起因して補強土壁に生じる状態を把握するとともに、それに対処する方法を明確化することを目的に、現状の設計での対処方法を整理し、変状事例の分析、部分的に地盤改良する条件を想定した遠心模型実験及び有限差分法解析を実施した。本検討の範囲で得られた知見を以下に示す。

- ・補強土壁の底面の位置が下がる現象に関連した補強土壁の変状事例を抽出して分析した。その結果、路面の連続性が大きく問題となった事例は認められなかった。
- ・基礎地盤の沈下の影響を受ける補強土壁の状態の評価についてより高い信頼性を確保するために、部分的に軟弱地盤を改良し未改良範囲との間で相対沈下が生じた場合に補強土壁がどのような状態となるか、これを遠心力模型実験及び有限差分法解析により調べた。
- ・沈下の影響によって、補強材張力の増加、壁面の後傾、基礎コンクリートの鉛直地盤反力等が影響を受けるが、沈下範囲が狭くなるほど補強土壁へ及ぶ影響が限定的となる。なお、最上段の補強材の後端に1mを加えた範囲まで地盤改良した条件においても、最上段付近の補強材の張力が増加する。
- ・基礎地盤の部分的な沈下に起因して、盛土には主に鉛直下向きの変位が卓越する1次領域、1次領域よりも遠方まで広がり主に水平方向への変位が卓越する2次領域が生じた。1次領域または2次領域に補強材が含まれることで、盛土の変位の影響を受けて張力が変化する。
- ・上項の理由で補強材に張力が発生するため、一定の範囲を地盤改良しても2次領域に上段の補強材が含まれるような条件では、上段の補強材には設計において部材応力に余裕をもたせておく必要があると考えられるが、実際の運用では、最上段の補強材の断面積は、一般には部材の最低寸法によって決まるため部材の応力には大きな余裕が確保される。
- ・2次領域の形状は、盛土材の強度、壁高等の影響を受けると考えられ、盛土材の強度については遠心模型実験では安全側にその条件が設定されていると考えられる。

- 壁高については、有限差分法解析によれば壁高が高いほど、2次領域は補強土壁の壁面側へ拡大する傾向にあった。壁高が高い場合には、壁高や盛土材の土質・状態等を考慮して、より広い範囲まで地盤改良する範囲を慎重に設定するのが重要であると考えられる。
- 本実験及び本解析で対象とした壁高や盛土材の条件の範囲では、最上段の補強材の後端に1mを加えた範囲までを地盤改良した条件が確保されていれば、実用上は補強土壁に沈下の影響が考慮されたものとして扱うことができると考えられる。

参考文献

- 2.3.8-1) 一般財団法人 土木研究センター：補強土（テールアルメ）壁工法 設計・施工マニュアル 第4回改訂版，一般財団法人 土木研究センター，2014
- 2.3.8-2) 国立研究開発法人 土木研究所ほか：補強土壁の維持管理手法の開発に関する共同研究，共同研究報告書第486号，国立研究開発法人 土木研究所，2016
- 2.3.8-3) 村山朔郎，松岡元：砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，第187号，社団法人 土木学会，1971