

ISSN 1346-7328
国総研資料 第1300号
共同研究報告書 第602号
令和6年12月

国土技術政策総合研究所資料 共同研究報告書

Technical Note of National Institute for Land and Infrastructure Management, No.1300

土木研究所 共同研究報告書

Cooperative Research of Public Works Research Institute, No.602

December 2024

橋台背面アプローチ部等の設計に関する共同研究

(補強土壁の検証編)

Joint research on requirements and performance evaluation
about Embankments or other Structures as Abutment Approach.
(Verification of Reinforced Soil Walls)

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan

国立研究開発法人土木研究所

National Research and Development Agency, Public Works Research Institute
(一財) 土木研究センター

General Incorporated Association, Public Works Research Center

発泡スチロール土木工法開発機構

Expanded Polystyrol Construction Method Development Organization

橋台背面アプローチ部等の設計に関する共同研究

(補強土壁の検証編)

国土交通省 国土技術政策総合研究所
国立研究開発法人 土木研究所
(一社) 土木研究センター
発泡スチロール土木工法開発機構

概要

道路橋等の橋台背面アプローチ部には、通常の盛土に加え、それ以外の構造（補強土壁や軽量盛土など）が用いられる場合がある。一方で、背面アプローチ部に用いられる構造にかかわらず、橋台・橋台背面アプローチ部の動的相互作用等は明確でない。また、通常の盛土構造とは構造的特性が異なるものをアプローチ部に用いる場合における、性能検証項目やそれに対する標準的な試験方法は確立されていない。

そこで本研究では、橋台・アプローチ部の動的相互作用等について整理・検証を行い、背面アプローチ部の構造の種類によらない性能検証項目やそれに対する標準的な試験方法について整理・検証を試みた。

キーワード: 橋台背面アプローチ部、性能検証、補強土壁、軽量盛土

Joint research on requirements and performance evaluation about Embankments or other
Structures as Abutment Approach.
(Verification of Reinforced Soil Walls)

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan
National Research and Development Agency, Public Works Research Institute
General Incorporated Association, Public Works Research Center
Expanded Polystyrol Construction Method Development Organization

Synopsis

Dynamic Interaction, including seismic response, between Abutments and Approach Embankment Structures has not been clarified yet. And also, Reinforced Soil Walls or Embankment using non-soil, Lightweight Materials, are often used as Approach Embankment Structures, but there are no deemed verification criteria for the requirements of the standard for those kinds of structures other than Embankments with soil.

This study conducted model experiments and case studies to elucidate the dynamic behavior between abutments and Embankments, and to propose items for performance verifications of Approach Embankment Structures, etc.

Keywords: Abutments Approach Embankment, performance verifications, Reinforced Soil Wall, Lightweight-Material-used Embankment

【研究参加機関及び研究担当者】

国土交通省 国土技術政策総合研究所
道路構造物研究部 構造・基礎研究室
西田 秀明
上原 勇気
山田 薫 (2022.4～2023.3)
山口 恭平

国立研究開発法人 土木研究所

構造物メンテナンス研究センター
桐山 孝晴
大住 道生
谷本 俊輔
藤田 智弘
廣江 亜紀子
飯島 翔一

地質・地盤研究グループ 土質・振動チーム
佐々木 哲也

地質・地盤研究グループ 施工技術チーム
間渕 利明
澤松 俊寿
佐々木 亨 (2023.5～2024.3)
小出 央人 (2022.4～2023.4)
須田 悠尽
菊地 靖男 (2023.4～2024.3)
伊藤 友哉 (2023.4～2024.3)

一般財団法人 土木研究センター
市川 智史
酒井 茂賀
木村 隆志 (2022.4～2023.3)
新田 武彦 (2023.4～2024.3)
小浪 岳治
明永 卓也

発泡スチロール土木工法開発機構

篠崎 亘
西 剛整
窪田 達郎
小浪 岳治
津田 曜
新田 真一
佐藤 修
藤城 裕也
田雜 慎二

共同研究の結果を国土交通省 国土技術政策総合研究所、国立研究開発法人 土木研究所、一般財団法人 土木研究センター、発泡スチロール土木工法開発機構が取りまとめた。なお、補強土壁検証編の取りまとめにあたっては、一般社団法人日本テールアルメ協会、多数アンカ一式補強土壁協会、ジオテキスタイル補強土工法普及委員会の協力を得て実施した。

本報告書はこのうち、以下の担当者が取りまとめたものである。

【取りまとめ担当者（2024年12月現在）】

国土交通省 国土技術政策総合研究所
道路構造物研究部 構造・基礎研究室
藤田 智弘
上原 勇気
赤井畠 浩樹

国立研究開発法人 土木研究所
地質・地盤研究グループ 施工技術チーム
間渕 利明
澤松 俊寿
佐々木 亨
須田 悠尽
菊地 靖男
伊藤 友哉

一般財団法人 土木研究センター
新田 武彦
小浪 岳治
明永 卓也

※取りまとめ協力

一般社団法人日本テールアルメ協会
永倉 秀典
志村 直紀

多数アンカ一式補強土壁協会
林 豪人

ジオテキスタイル補強土工法普及委員会
西村 淳
久保 哲也

目 次

1. 研究の背景・目的.....	1
1.1. 研究の背景・目的.....	1
1.2. 研究の構成	1
1.3. 本報告書で整理を行った補強土壁工法.....	1
2. 補強土壁	2
2.1. 工法概要	2
2.1.1. 概要	2
2.1.2. 補強土壁工法の種類.....	5
2.1.3. 設計における照査の概要.....	6
2.1.4. 使用材料、構造細目等.....	10
2.1.5. 施工	20
2.2. 橋台背面アプローチ部として用いるにあたって検討が必要な事項	21
2.3. 検討事項に対する分析等.....	30
2.3.1. 橋台背面アプローチ部の補強土壁の地震による変状実態の分析	30
2.3.2. 現行設計法に基づいて設計された補強土壁のレベル2地震動に対する安全性の検証	69
2.3.3. 補強材の引抜き抵抗力の評価手法の前提条件	105
2.3.4. 両側に壁面を有する構造の補強土壁の地震時挙動の分析	118
2.3.5. 隅角を有する構造の補強土壁の地震時挙動の分析	148
2.3.6. 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 (①水平変位に伴う沈下)	161
2.3.7. 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 (②ゆすり込み沈下の実態、狭隘部の締固め)	178
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)	191
2.3.9. 橋台背面アプローチ部と補強土壁の接続部に関する検証 (橋台と補強土壁の接続部の開き)	214
2.3.10. 土中に設置した鋼製補強材の供用期間中にわたる経年的な変化への対処方法	236
2.3.11. 維持管理方法の整理.....	266
2.4. 検証結果を踏まえた橋台背面アプローチ部としての配慮・検討事項	276
2.5. 繼続的課題	280
卷末資料	
参考資料-1 鋼製壁面材の交換事例及び維持管理に考慮した構造の例.....	282

1. 研究の背景・目的

1.1. 研究の背景・目的

道路橋等の橋台背面アプローチ部には、通常の盛土に加え、それ以外の構造（補強土壁や軽量盛土など）が用いられる場合がある。一方で、背面アプローチ部に用いられる構造にかかわらず、橋台・橋台背面アプローチ部の動的相互作用等は明確でない。また、通常の盛土構造とは構造的特性が異なるものをアプローチ部に用いる場合における、性能検証項目やそれに対する標準的な試験方法は確立されていない。

そこで、国土技術政策総合研究所、国立研究開発法人土木研究所、一般財団法人土木研究センター、発泡スチロール土木工法開発機構は共同研究により、橋台・橋台背面アプローチ部の動的相互作用等について整理・検証を行った。また、背面アプローチ部の構造の種類によらない性能検証項目やそれに対する標準的な試験方法の整理・検証を試みた。

本報告書は、以上の経緯のもとで 1.3 に示す整理方針に基づき整理・検証を行った結果を取りまとめたものである。なお、基準類の内容及びその解釈を変更するものではない。また、設計実務において本報告書を参考とする場合には、基準類の規定の主旨と本報告書の整理・検証の範囲を十分に理解したうえで、適宜参考とすることが可能である。

1.2. 研究の構成

本共同研究報告書の構成を以下に示す章で構成される。

第 1 章では、本研究の背景・目的および流れを示す。

第 2 章では、1.3.に示す補強土壁工法を題材とし、平成 29 年道路橋示方書の規定を踏まえて橋台背面アプローチ部に補強土壁工法を用いた場合に検証が必要な事項を整理した上で、各工法の特性に応じて、模型実験や数値解析、事例調査等を通じた分析結果を示す。

1.3. 本報告書で整理を行った補強土壁工法

本報告書では、「道路土工-擁壁工指針（平成24年7月 公益社団法人日本道路協会）」（以下、「擁壁工指針」という）で定義され、「帯鋼補強土壁」、「アンカー補強土壁」、「ジオテキスタイル補強土壁」と細分される補強土壁工法を題材に整理を行っている。なお、2章の検討にあたっては、各節において示す諸条件及び設計・施工マニュアルに準じて設計・施工されたことを前提としていることに留意されたい。

2. 補強土壁

2.1. 工法概要

本節では、補強土壁について、本章で検討する内容に関連する部分の基本的事項を中心に、補強土壁の定義、代表的な補強土壁の種類、設計における照査の概要、構造・材料特性及び施工方法を概説する。なお、紙面の都合上、概要に限って記載せざるをえないことから、詳細については道路土工－擁壁工指針^{2.1-1)}及び主な補強土壁工法のマニュアル^{2.1-2)～2.1-4)}の内容を参照されたい。

2.1.1. 概要

補強土壁は、盛土内に敷設された鋼材、ジオテキスタイル等の補強材と盛土材の間の摩擦抵抗力又は支圧抵抗力によって盛土の安定を補い、標準のり面勾配より急な盛土及び擁壁構造を造る構造物である。道路の分野では、のり面勾配（壁面勾配）が1:0.6より急なものが補強土壁と定義されている。一般に、補強材、壁面材、壁面材と補強材の接合部、盛土材及び壁面材の基礎が主な構成要素とされている。図-2.1.1.1に補強土壁の各部の名称を示す。

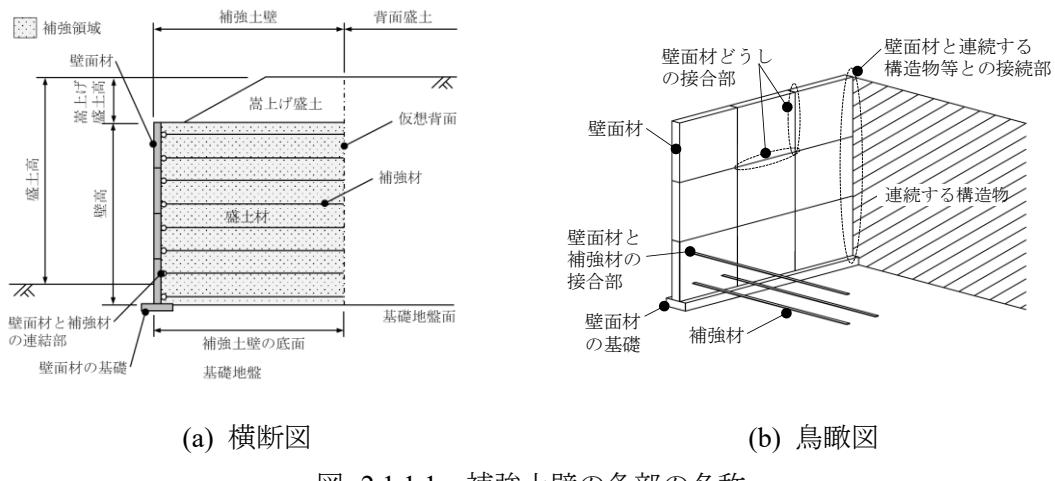


図-2.1.1.1 補強土壁の各部の名称

図-2.1.1.2は補強土壁の基本的な設計で想定している補強メカニズムを示したものである。すなわち、補強土壁は主働領域内の盛土から壁面材に作用する土圧と安定領域内の補強材の引抜き抵抗力とが釣り合いながら、壁面材、補強材及び盛土材が相互に拘束し一体となって挙動することで安定を保つとされている。

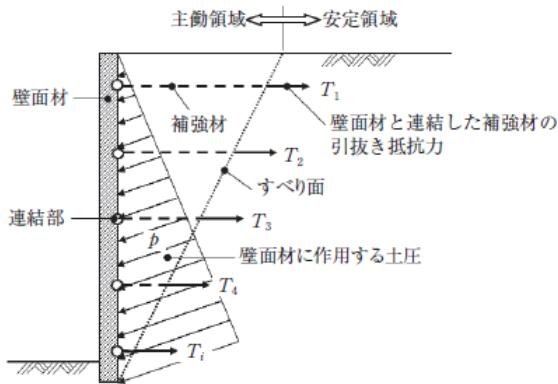


図- 2.1.1.2 補強土壁の基本的なメカニズム 2.1-1)

日本における補強土壁の累積壁面積の推移を図- 2.1.1.3 に示す。なお、ここに示した推移は橋台背面アプローチ部以外も含んだものである。補強土壁は、1970 年代からわが国の道路盛土工事に適用され、2020 年時点で累計約 2000 万 m^2 の施工実績を有している。また、補強土壁は道路土工構造物の中でも壁高が高いものが多く、近年は橋台背面アプローチ部（以下、「アプローチ部」という。）での適用の実績が増えてきている。橋梁は渡河部のように迂回路の設置が困難な箇所に設置されることが多いため、アプローチ部の補強土壁に不具合が生じると道路交通に与える影響は大きい。実際に、平成 23 年の東北地方太平洋沖地震や令和 6 年能登半島地震では、アプローチ部に補強土壁を適用した箇所の一部で橋台背面の段差により一定期間通行が困難となった事例が見られた。さらに、補強土壁は一般的な盛土より高い耐震性を有する構造物であるが、万一損傷した場合に一般的な盛土と比べて修復が困難な場合が多い。そのため、アプローチ部等の支障時に道路交通に与える影響が大きい箇所に設置する補強土壁は、特に綿密にその構造や維持管理の方法について検討しておく必要がある。

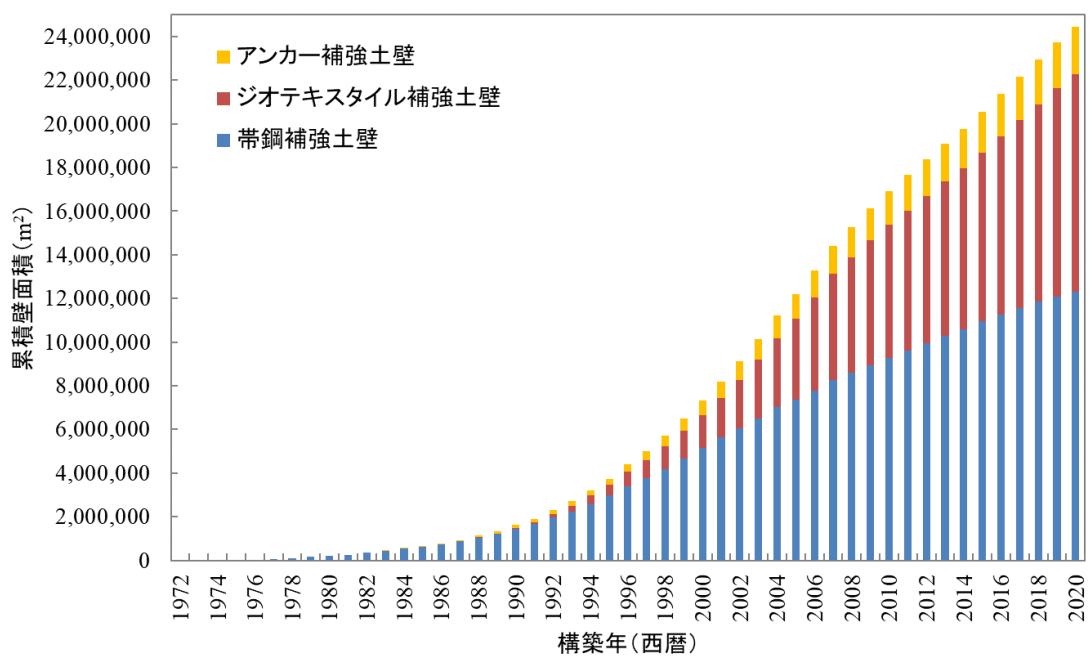


図- 2.1.1.3 日本における補強土壁の累積壁面積の推移（橋台背面アプローチ部以外を含む）

2.1.2. 補強土壁工法の種類

補強土壁には、補強材及び壁面材の材質、形状等の異なるいくつかの構造形式がある。代表的な補強土壁の構造形式には、図-2.1.2.1に示すように、壁面材にはコンクリート製又は鋼製のパネルを、補強材に鋼製の帯板をそれぞれ使用した帶鋼補強土壁^{2.1-2)}、壁面材にはコンクリート製又は鋼製のパネルを、補強材に鋼製の棒鋼及びアンカープレートを用いたアンカーブ補強土壁^{2.1-3)}及びコンクリート製又は鋼製枠による壁面材と面状または格子状の高分子材料を補強材とするジオテキスタイル補強土壁^{2.1-4)}がある。これら代表的な補強土壁の構造形式とその特徴を表-2.1.2.1に示す。

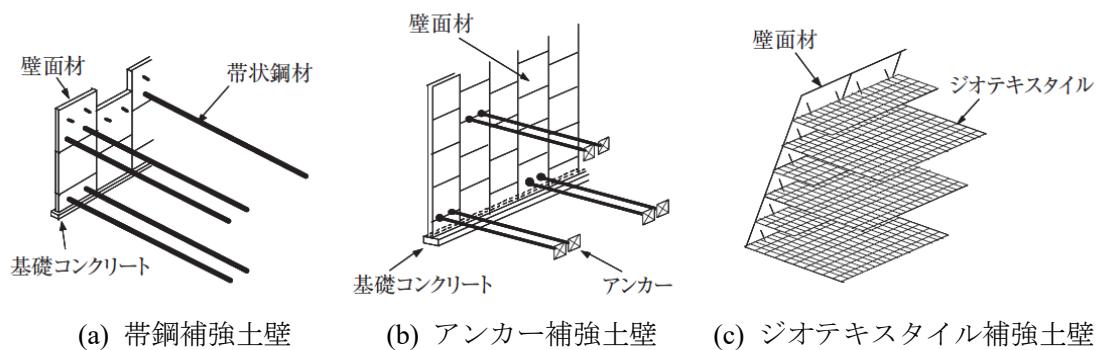


図-2.1.2.1 代表的な補強土壁の構造形式^{2.1-1)}

表-2.1.2.1 代表的な補強土壁の構造形式と特徴^{2.1-1)}

構造形式	補強材	壁面材	特徴	主な留意事項
帶鋼補強土壁	帶状鋼材	・コンクリートパネル (分割型) ・鋼製パネル	・帶状鋼材(リブ付き、平滑)の摩擦抵抗による引抜き抵抗力で補強効果を発揮する。	・盛土材料には、摩擦力が十分に発揮される砂質土系や礫質土系の土質材料が望ましい。岩石材や細粒分を多く含む土質材料については、必要な対策を別途検討する。 ・補強材には、鋼製の材料を用いるため腐食対策が必要である。
アンカーブ補強土壁	アンカープレート付棒鋼	・コンクリートパネル (分割型) ・鋼製パネル	・アンカープレートの支圧抵抗による引抜き抵抗力で補強効果を発揮する。	・盛土材料には、支圧抵抗力が十分に発揮される砂質土系や礫質土系の土質材料が望ましい。細粒分を多く含む土質材料については、必要な支圧抵抗力を得られることを確認して使用する。 ・補強材には、鋼製の補強材を用いるため腐食対策が必要である。
ジオテキスタイル補強土壁	ジオテキスタイル	・鋼製枠 ・コンクリートブロック ・コンクリートパネル (分割型) ・場所打ちコンクリート	・面状のジオテキスタイルの摩擦抵抗による引抜き抵抗力で補強効果を発揮する。 ・鋼製枠やブロック等の壁面材では植生による壁面緑化が可能である。	・角張った粗粒材を多く含む盛土材料は、補強材を損傷する可能性があり、対策が必要である。 ・補強材には種類が多く、伸び剛性の高いジオテキスタイルを選定するのが望ましい。また、クリープ特性や施工時の損傷等、補強材の引張強度への影響について考慮する必要がある。

2.1.3. 設計における照査の概要

補強土壁の設計に当たっては、(1)補強土壁を構成する部材の安全性に対する照査、(2)補強土壁自体の安定性に対する照査、(3)補強土壁及び基礎地盤を含む全体としての安定性に対する検討を行うこととされている。以下に、各検討項目における照査・検討方法について、その考え方の概要を示す。

(1) 補強土壁の部材の安全性の照査

補強土壁の部材の安全性に対する照査では、表-2.1.3.1に示すように、壁面材に作用する土圧によって発生する補強材の引張力に対して、補強材の破断、引抜き、壁面材の破壊及び壁面材と補強材の連結部の破断に対する安全性を照査する。これにより、補強材や壁面材等の強度及び補強材の引抜きに対して必要となる補強材の長さや設置間隔が設定される。

表- 2.1.3.1 補強土壁を構成する部材の安全性の照査（文献 2.1-1)~2.1-4)より作成）

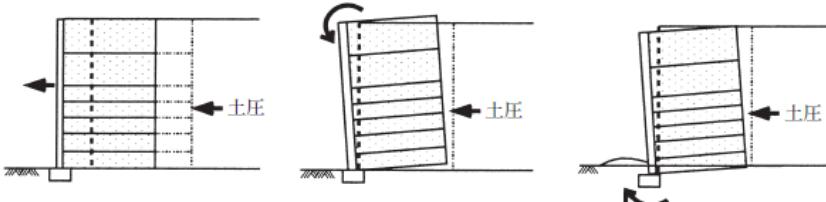
照査の項目	照査の内容
補強材の破断	補強材に作用する引張力 < 補強材の設計引張強さ（許容引張応力度）
補強材の引抜き	<p>補強材に作用する引張力 < 補強材の設計引抜き抵抗力</p> <p>1-1) 摩擦型補強材（帯鋼）</p> $T = 2 \cdot f^* \cdot \sigma_v \cdot b \cdot L_{req} / F_s$ <p>f^* : 見かけの摩擦係数、σ_v : 鉛直応力、b : 補強材幅、L_{req} : 必要補強材長、F_s : 安全率（常時 2.0、地震時 1.2）</p> <p>1-2) 摩擦型補強材（ジオグリッド）</p> $T = 2(\alpha_1 \cdot c + \alpha_2 \cdot \sigma_v \cdot \tan\phi) \cdot L/F_s$ <p>α_1 及び α_2 : 補正係数、σ_v : 鉛直応力、c : 盛土材の粘着力、ϕ : 盛土材のせん断抵抗角</p> <p>F_s : 安全率（常時 2.0、地震時 1.2）</p> <p>2) 支圧型補強材</p> $T = (c \cdot Nc + p \cdot Nq - p) \cdot A / F_s$ <p>Nc、Nq : 支持力係数、A : アンカープレートの面積、c : 粘着力、p : 拘束圧、F_s : 安全率（常時 3.0、地震時 2.0）</p> <p>c : 盛土材の粘着力</p>
壁面材と補強材の連結部における破断	連結部に生じる応力 < 許容応力度
壁面材の破壊	壁面材の断面力（曲げ、せん断）による応力度 < 許容応力度
概要図	

(2) 補強土壁の安定性の照査

補強土壁自体の安定性の照査では、補強土壁を一つの抗土圧構造物とみなしこれに作用する荷重に対して安定であるとともに、変位が許容変位以下であることを照査することとされている。このときの許容変位は、補強土壁により形成される道路及び隣接する施設に有害な影響を及ぼさない変位とすることとされている。安定に関する照査については、表-2.1.3.2 に示すようにコンクリート擁壁と同様に滑動、転倒及び支持に対して所要の安全率が確保されることが照査されている^{2.1-2)~2.1-4)}。支持に対する安定の照査では、補強領域の底面及び壁面材の基礎に対してそれぞれ所要の安全率を満足するように照査が行われる。

変位の照査については、通常の地盤では、安定に対する照査を行えば一般に省略してもよいものとされている。ただし、補強土壁の規模や地盤条件等から補強土壁の変形が予想される場合、変形に関する制限が厳しい箇所等、厳しい条件下で補強土壁を適用する場合は、必要に応じて沈下・変形に対する照査を行うものとされている。

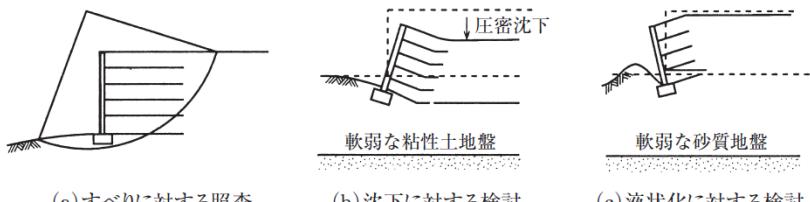
表-2.1.3.2 補強土壁自体の安定性の照査の概要（文献 2.1-1)~2.1-4)より作成）

照査の項目		照査の内容
安定	滑動	補強土壁底面における滑動力 < 補強土壁の底面の滑動抵抗力（安全率：常時 1.5、地震時 1.2）
	転倒	補強土壁底面における合力の作用位置が、底面の中心より常時で 1/3 以内、地震時で 2/3 以内
	支持	補強土壁の底面における鉛直地盤反力 < 許容地盤反力度 壁面材の基礎の底面における鉛直地盤反力度 < 許容地盤反力度 (極限支持力の安全率：常時 3.0、地震時 2.0)
変位		変位が許容変位以下であること
概要図 2.1-1)		 <p>(a) 滑動に対する照査 (b) 転倒に対する照査 (c) 支持に対する照査</p>

(3) 補強土壁及び基礎地盤を含む全体としての安定性

補強土壁及び基礎地盤を含む全体としての安定性については、表- 2.1.3.3 に示すように、補強土壁の外側及び補強領域を横切るすべりや基礎地盤の沈下、液状化の影響等に対する検討を行うこととされている。

表- 2.1.3.3 補強土壁及び基礎地盤を含む全体としての安定性の検討の概要 (文献 2.1-1)~2.1-4)
より作成)

照査の項目	照査の内容
すべり	補強土壁を含めた背面盛土及び基礎地盤を通過するすべてのすべりに対して、すべり面上の起動モーメント < 抵抗モーメント (安全率: 常時 1.2、地震時 1.0)
圧密沈下	圧密沈下に対して検討する。(道路土工—軟弱地盤対策工指針を参考)
液状化	地盤の液状化に対する安定性を検討する。(道路土工—軟弱地盤対策工指針を参考)
概要図 2.1-1)	 <p>(a) すべりに対する照査</p> <p>(b) 沈下に対する検討 軟弱な粘性土地盤</p> <p>(c) 液状化に対する検討 軟弱な砂質地盤</p>

2.1.4. 使用材料、構造細目等

補強土壁の使用材料、排水施設及び補強材、壁面材等の配置に関する構造細目について概説する。

(1) 使用材料

補強土壁に使用する材料として、盛土材料、補強材及び壁面材に求められる事項について概説する。

1) 盛土材料

盛土材料には、補強材による補強効果が発揮され、敷均し・締固めが容易で、かつ有害な変形が生じない材料を用いることとされている。この趣旨から、一般に、補強土壁の盛土材料には、圧縮変形量が小さく、通常の施工管理の下で補強材に損傷を与えないで、所定の締固め度と必要な引抜き抵抗力を発揮でき、吸水による膨潤性や強度の低下が少ない地盤材料が使用される。土質区分としては、細粒分の少ない粗粒土が適当である。有機質を多く含む土や圧縮性の高い粘性土は適用しない。また、細粒土に分類される地盤材料は、原則として適用しないこととされている。

補強材は、主に鋼材や合成高分子材料を素材とし、盛土中に敷設されるため、盛土材料には補強材の耐久性に影響を及ぼさないことが求められる。特に、強酸性や強アルカリ性、電気比抵抗が低いもの、もしくは塩化物濃度や硫酸塩濃度の高い特殊な地盤材料は、盛土材料として適用しないこととされている。

2) 補強材

補強材には、十分な引張強度と高い伸び剛性、施工性、一般的な土中環境下における長期間の耐久性、環境適合性等の性能、並びに盛土材との間で十分な引抜き抵抗力を発揮できる寸法・形状を有し、その性状が明らかなものを用いることとされている。

鋼製材料については、土中における耐久性を確保するために、通常はメッキ及び腐食しろが設けられる。一般的な環境下では、腐食しろは 1 mm とされている。

合成高分子材料については、長期間の荷重に対するクリープ変形が小さく、盛り立て作業に伴う施工機械の衝撃に対して補強材の損傷度合いが小さく、大きな強度低下を起さないものを用いることとされている。

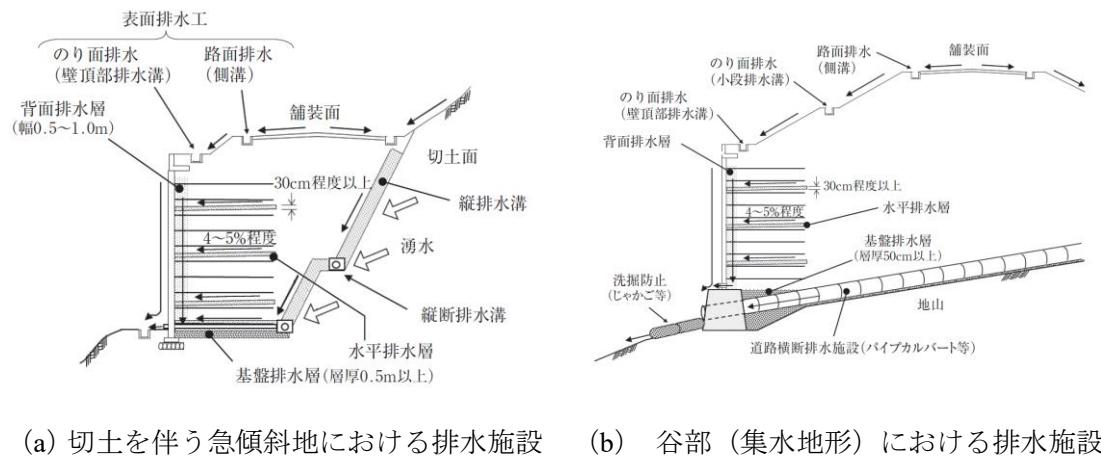
3) 壁面材

壁面材は、盛土材の崩落・こぼれ出しを防ぐとともに、土中に敷設された補強材と連結することにより、補強材と一体となって盛土材を拘束し、補強効果を発揮する重要な役割を果たしている。このため、壁面材及び壁面材と補強材との連結部材は、作用する土圧に抵抗できる形状・強度を長期にわたり保持できることが必要である。さらに、外気に露出する表面部分は、紫外線や寒冷地における凍結等に対する十分な耐候性を有し、塩害や腐食等に対する耐久性等も求められる。

(2) 排水施設

補強土壁には、雨水や雪解水、湧水等の補強領域内への浸入を防止するとともに、浸透してきた水を速やかに排除するため、補強土壁の設置条件や構造に応じて、適切に排水施設を設けることとされている。排水対策としては、路面やのり面に降った雨水・雪解水、あるいは補強土壁が横断する沢の水を円滑に流下・排除し、補強領域への浸入を防止する表面排水施設と、切土面における湧水等の補強領域内への浸入の防止と補強領域内に浸透した水を速やかに排除する地下排水施設がある。図-2.1.4.1に補強土壁の排水施設の例を示す。

なお、道路土工に共通する排水施設の調査から維持管理に関する事項については「道路土工要綱 共通編」を、盛土の表面排水施設及び地下排水施設については「道路土工-盛土工指針」を、切土のり面での表面排水施設や地下排水施設については「道路土工-切土工・斜面安定工指針」を、道路横断排水施設については、「道路土工-カルバート工指針」をそれぞれ参照することとされている。



1) 表面排水施設（表面排水工）

補強土壁の表面排水施設には、のり面排水施設と道路横断排水施設がある。

補強土壁の天端に嵩上げ盛土を設ける場合は、盛土や補強領域や基礎地盤への雨水、雪解水等の表面水の浸入やのり面の侵食を防ぐため、のり面には植生やコンクリートブロック張り等の不透水層を設けることとされている。

2) 地下排水施設（地下排水工）

補強土壁の地下排水施設には、図-2.1.4.2に示すように地下排水溝、基盤排水施設、水平排水層、壁面背面排水層がある。

a) 地下排水溝

自然斜面を切土して補強土壁を設置する場合は、図-2.1.4.1に示すように、水が集まりやすい切り盛り境や掘削のり面の小段に縦断排水溝を設け、5.0～10.0m間隔で設けた縦排水溝により基盤排水層または基盤排水溝へと浸透水を導く地下排水施設を設けることとされている。

b) 基盤排水層

補強土壁の底面には、地下水及び地山からの湧水等の補強領域内への浸入を防止し、速やかに補強領域外に排除するため、厚さ50cm程度以上の基盤排水層または基盤排水溝を設置することとされている。基盤排水層には、碎石または砂等の透水性が高く、せん断強さの大きい土質材料を用いるものとし、透水係数は $1 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-2}$ (cm/s)程度以上、かつ盛土材料の透水係数の100倍程度以上とされている。

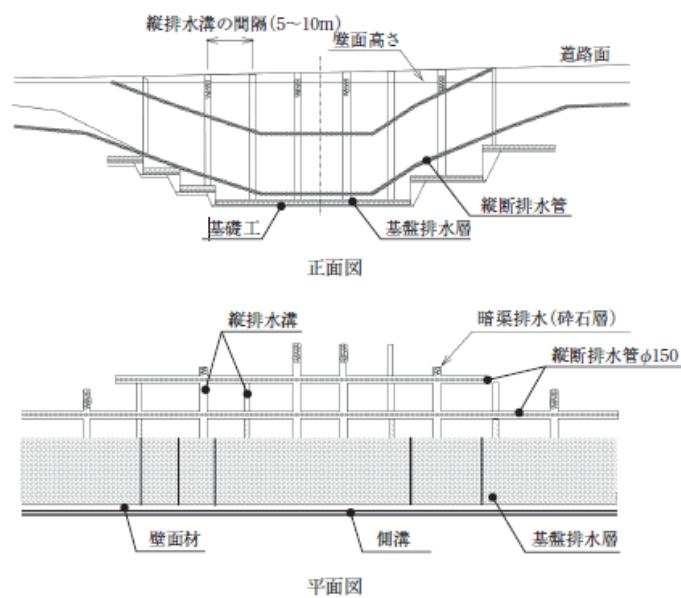
c) 水平排水層

補強領域内への浸透水を排除するため、必要に応じて盛土の一定厚さごとに、補強領域内に適切な排水勾配で水平排水層を設けることとされている。特に、規模が大きい補強土壁や嵩上げ盛土を有する補強土壁に細粒分を多く含む材料を盛土材として用いる場合には、水平排水層を設置する必要がある。排水材料としては、碎石や砂または高い排水機能を有する不織布を用い、碎石や砂を用いる場合は、厚さ30cm程度以上で透水係数が $1 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-2}$ (cm/s)程度以上、かつ盛土材料の透水係数の100倍程度以上の良質な材料を使用することとされている。

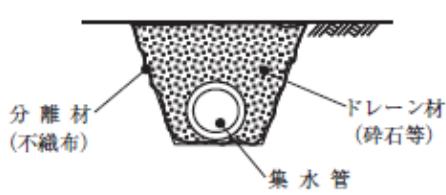
d) 壁面背面排水層

コンクリート製の壁面材を設ける場合には、図-2.1.4.2 (d)に示すように、壁面材の背面には厚さ0.5～1.0m程度の透水性の良い碎石等による背面排水層を設けることとされている。

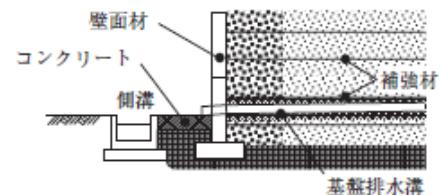
また、碎石等による壁面背面排水層は、寒冷地に見られる壁面材の表面からの凍上現象の抑制に有効な対策となることが知られており、凍上対策については、「道路土工要綱 共通編 3章 凍上対策」^{2.1-5)}を参考とすることとされている。



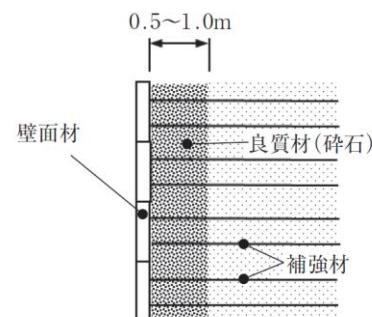
(a) 切土面に設ける地下排水工の配置例



(b) 地下排水溝



(c) 基礎周辺の地下排水施設



(d) 壁面背面排水層

図- 2.1.4.2 地下排水施設 (例) 2.1-1)

(3) 補強材及び壁面材の配置等に関する構造細目

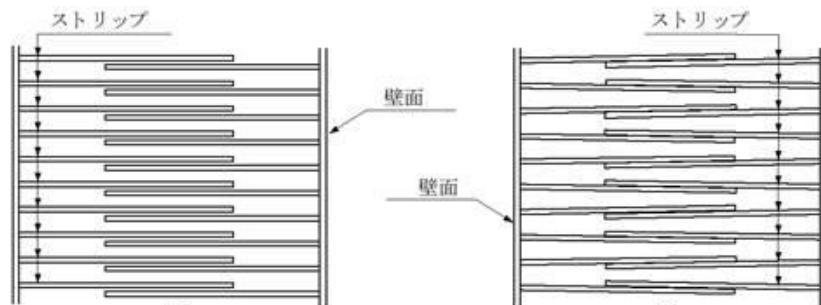
1) 補強材の配置

補強材の設置間隔を広くすると盛土材との拘束効果や補強領域の一体化効果が損なわれるなど、構造上の問題を生じる。このため補強材の設置間隔は、鉛直方向については最大1.0m程度とし、水平方向については、面状の補強材の場合は連続して、帯状や線状の補強材の場合は鉛直方向と同程度の間隔にそれぞれ配置することとされている^{2.1-1)}。

また、両側に壁面を有する構造については、図-2.1.4.3に示すように、補強材が重なりあわないように(a)両側の壁面材の縦断方向の壁面位置を揃えないように設置する、または(b)両側の壁面材の縦断方向の位置を揃え補強材に僅かに角度をつけて設置する等の対処がなされている。

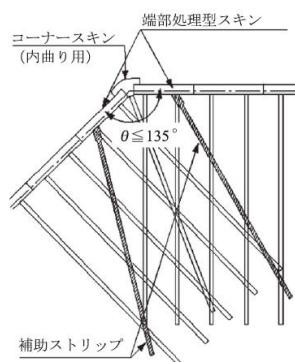
壁面に隅角を有する構造については、図-2.1.4.4に示すように、隅角部が弱部となるおそれ配慮して、一般に、設計計算上必要な量よりも多い補強材を設置するなどの対処がなされている^{2.1-2~2.1-4)}。

例えば、ジオテキスタイル補強土壁の例では、外曲がりとなる隅角部では、補強材の隙間が大きくなるので、隣接する補強材間の隙間が10cm以下となるように補強材（図中の点線部）を追加して隙間を埋める措置をとっている。

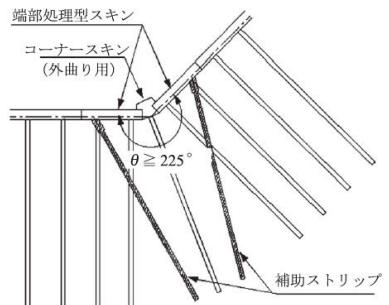


(a)両側の壁面位置を揃えない場合 (b)両側の壁面位置を揃える場合

図-2.1.4.3 両側に壁面を有する構造の場合の補強材の配置 (例)^{2.1-2)}

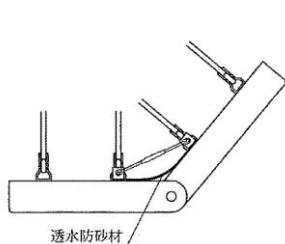


a-1) 内曲がりのとき

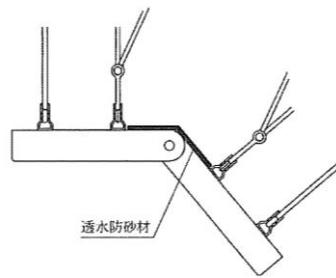


a-2) 外曲がりのとき

(a) 帯鋼補強土壁の例^{2.1-2)}

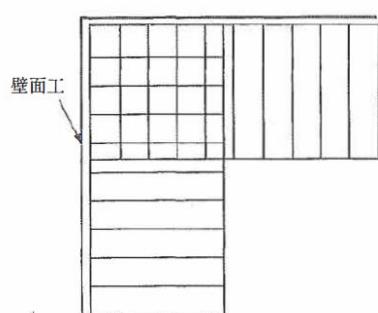


b-1) 内曲がりのとき

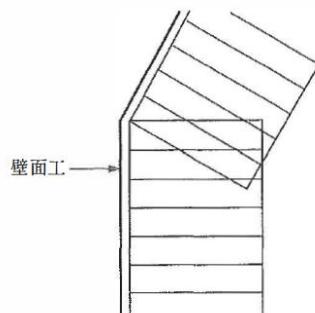


b-2) 外曲がりのとき

(b) アンカー補強土壁の例^{2.1-3)}



c-1) 内曲がりとなる隅角部



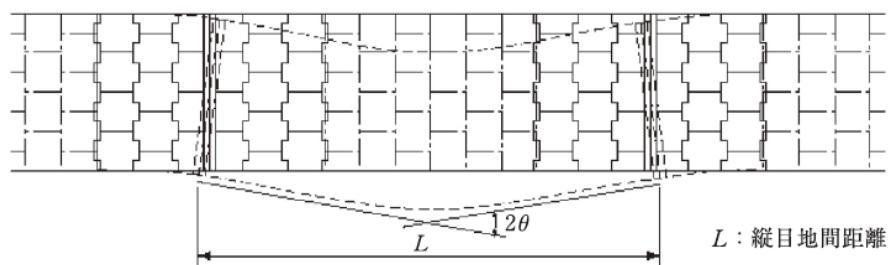
c-2) 外曲がりとなる隅角部

(c) ジオテキスタイル補強土壁の例^{2.1-4)}

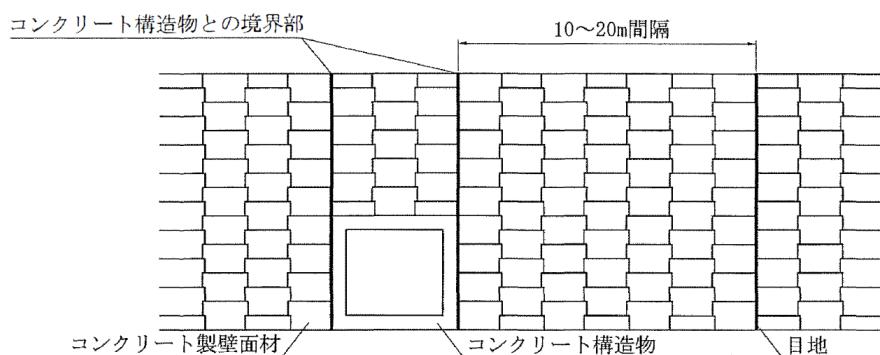
図- 2.1.4.4 壁面に隅角を有する構造の場合の補強材の配置 (例)

2) 壁面材の配置

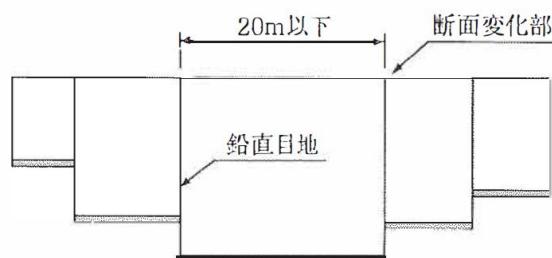
補強土壁の壁面には、縦断方向に基礎形式が異なる場合や壁高の高低により補強材の配置が大きく変化するような箇所では、施工時の変形や基礎の不同沈下等により、壁面材の縦断方向にクラックや開き等を生じることがある。そのような変形が予想される箇所には、壁面材に適切な間隔で鉛直目地を設けることとされている。鉛直目地の位置については、例えば壁高や地盤条件が不連続に変化する位置や、不同沈下に対して壁面材どうしが接触する状態を回避するために壁面材どうしの遊間を考慮した間隔で設けられる（図-2.1.4.5）。



(a) 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鉛直目地の例
(帯鋼補強土壁の例) 2.1-2



(b) 隣接構造物との境界部における鉛直目地の例 (アンカー補強土壁の例) 2.1-3



(c) 壁高が不連続に変化する場合の鉛直目地の例 (ジオテキスタイル補強土壁の例) 2.1-4

図-2.1.4.5 鉛直目地の配置

(4) 壁面材どうしの接合部、壁面材と連続する構造物等との接続部の構造（盛土材のこぼれ出し防止対策）

パネル、ブロック等の比較的に剛な壁面材を用いる場合は、隣り合う壁面材どうしの接合部や目地部、壁面材に設けた水抜き孔、補強土壁と連続する他の構造物との接続部等から、排水にともない背面の盛土材が流出しないよう留意する必要がある。また、補強土壁の変形に伴い壁面材の継目等に開きやズレが生じた場合においても、盛土材のこぼれ出しが生じないように、不織布等の透水性を有したこぼれ出し防止材(透水防砂材)を壁面材の背面に設けることとされている（図- 2.1.4.6）。

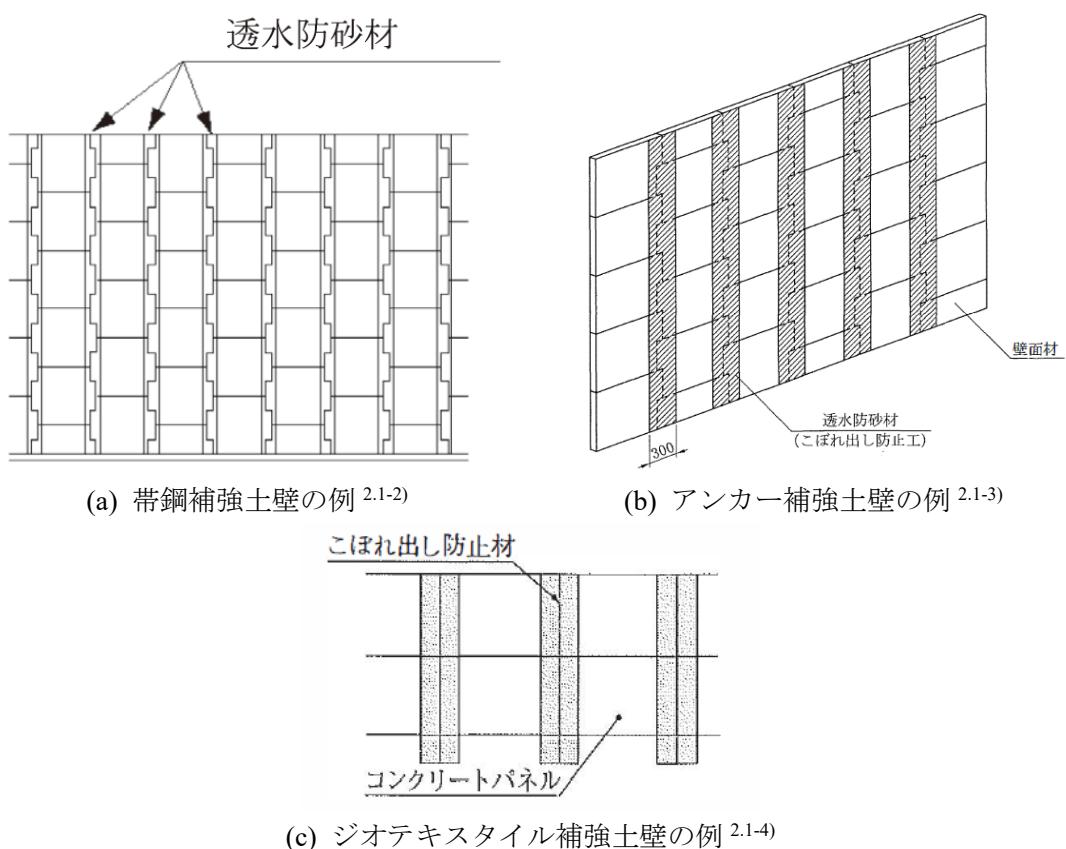
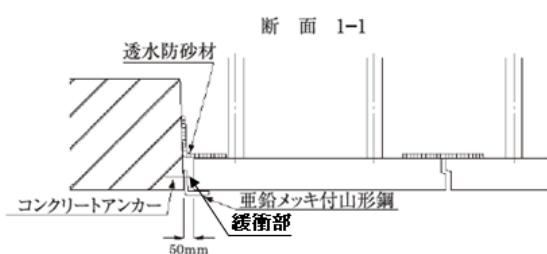
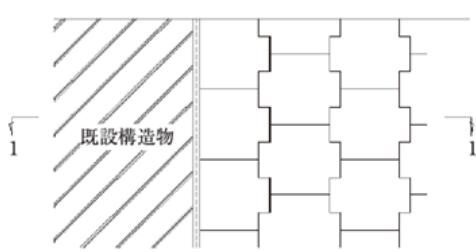


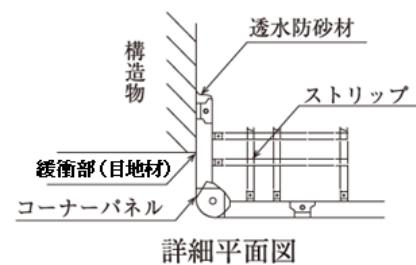
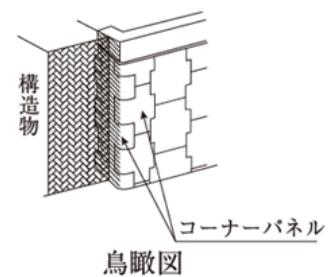
図- 2.1.4.6 壁面材どうしの接合部における盛土材のこぼれ出し防止対策

また、補強土壁を橋台、カルバート等の剛な構造物と直接、接して設ける場合、地震時に補強土壁と連続する構造物の挙動が異なるために壁面材が破損することがある。このような箇所では、緩衝部を設けるなど、相互の変形の相違を吸収させ、壁面材や連続する構造物の破損を防止するための措置を行うこととされている（図- 2.1.4.7）。一方で、地震時に補強土壁と構造物の挙動が異なるために連続する構造物の一部が損傷する場合がある。これに対する対応は 2.3.9 項において詳細に示す。

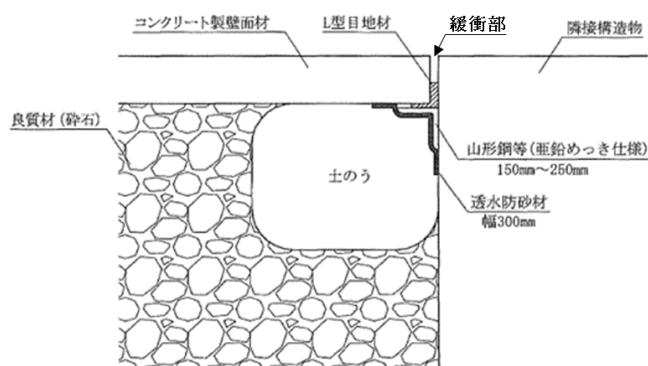


a-1) 端部取付金具を使用した例

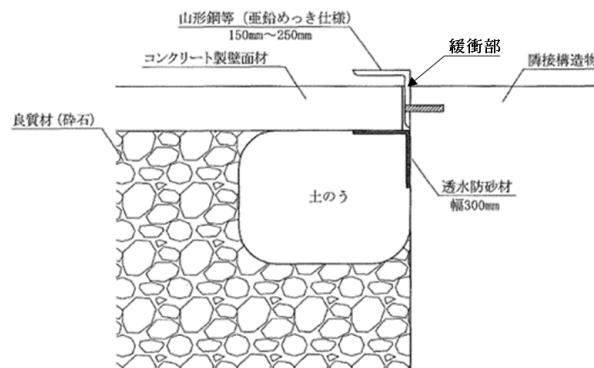
(a) 帯鋼補強土壁の例 2.1-2)



a-2) コーナースキンを使用した例

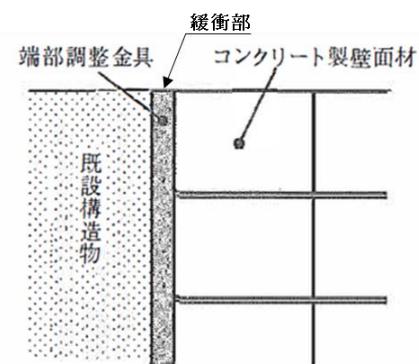


b-1) 山形鋼等を背面側に配置する場合

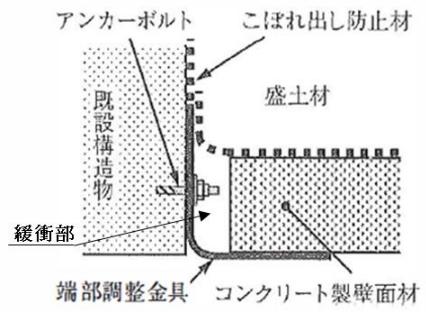


b-2) 山形鋼等を表側に配置する場合

(b) アンカー補強土壁の例 2.1-3)



c-1) 正面図



c-2) 平面図

(c)ジオテキスタイル補強土壁の例 2.1-4)

図-2.1.4.7 連続する構造物との接続部における盛土材のこぼれ出し防止対策

2.1.5. 施工

(1) 盛土工

施工においては、補強材がその機能を十分に発揮できるように適切な施工管理の下で行う必要がある。

施工段階で基礎地盤や盛土材料、湧水等の条件の確認や盛土材のまき出し・締固めが不十分な場合には、施工中もしくは施工後に、補強土壁に変状が生じ、手直しが必要となる。このため、補強土壁の施工では、特に慎重な対応が求められる。

盛土工については、盛土材の敷均しは、補強材の設置間隔に応じて仕上がり厚さを設定し、適切な施工管理の下で実施するとともに、盛土材の締固めは、所要の締固め度を得られ、補強材がその機能を十分に発揮できるよう適切な施工管理の下で行うこととされている。この趣旨から、締固めについては、薄層で盛土材の敷均しを行い、締固め品質の規定や管理基準値の目安については、一層の締固め層厚を 20~30cm としている^{2.1-6)}。一般部においては、一層の仕上がり厚を 25cm 以下として、「突固めによる土の締固め試験 (JIS A 1210)」の A、B 法による最大乾燥密度の 95%以上、又は C、D、E 法による最大乾燥密度の 90%以上とすることとされている^{2.1-1~4)}。

壁面の近傍は狭隘であることから大型の締固め機械で締め固めることが困難である。そのため壁面材の背面から 1m 以内は人力による締固めとなるため、所要の締固め度を確保できるよう締固めの容易な盛土材料を使用するとともに、薄層で締固めを行うこととされている。締固めの容易な盛土材料として、一般に碎石等が用いられている。なお、敷均しを含めて、設置した補強材の上を建設機械が直接走行しない、建設機械の方向転換を行わないなど、締固めにより補強材に損傷が生じないよう十分に配慮することとされている。なお、締固め管理基準値等については、2.3.7 項において詳述している。

参考文献

- 2.1-1) 公益社団法人日本道路協会：道路土工－擁壁工指針，丸善出版，2012
- 2.1-2) 一般財団法国土木研究センター：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，2014
- 2.1-3) 一般財団法国土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法 設計・施工マニュアル第4版，2014
- 2.1-4) 一般財団法国土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル第二回改訂版，2013
- 2.1-5) 公益社団法人日本道路協会：道路土工要綱，丸善出版，2009
- 2.1-6) 公益社団法人日本道路協会：道路土工－盛土工指針，丸善出版，2010

2.2. 橋台背面アプローチ部として用いるにあたって検討が必要な事項

本節では、道路橋示方書・同解説IV(H29)2.2-1)「7.9 橋台背面アプローチ部」の記載に照らして、橋台背面アプローチ部に補強土壁を用いるにあたって明らかとすべき事項と検討方針を整理し、最後に一覧としてとりまとめる。なお、本節では、道路橋示方書・同解説(H29)IVの記載との対比が容易となるように、点線枠内に道路橋示方書・同解説(H29)IVの記載の一部を引用し、特に本章で着目している記載については、記載箇所の特定が容易となるように文中にカタカナの五十音を付している（例：【ア】）。

7.9 橋台背面アプローチ部

(1) 橋台背面アプローチ部は、以下の1)から3)を満足する構造としなければならない。

1) 設計において考慮する各状況における橋台背面アプローチ部から橋台への作用等が明らかであること。

・・・(略)・・・

(1) 橋台背面アプローチ部に用いる構造に求められる要件について規定されている。

1) 橋台は橋台背面アプローチ部と接しているため、橋台背面アプローチ部からの影響を受ける。橋に求める性能を確保するためには、設計で考慮する各状況において、橋台背面アプローチ部からどのような作用等が橋台に及ぶと考えられるのか明らかにする必要がある。

例えば、橋台背面アプローチ部が通常の土を用い適切に施工がなされた盛土構造であれば、橋台は背面土からの土圧を受けることとなる。このような橋台背面アプローチ部を有する一般的な橋台に対しては、既往の事例等から、I編8.7やV編4.2に規定される土圧や地震時土圧が作用するものとして、この編の規定に従って橋台の設計を行うことで橋としての性能が確保される。

一方、例えば橋台背面アプローチ部に固化により自立する構造を用いた場合には、自重に起因する土圧は橋台に作用しないものの、地震の際には固化した構造体そのものの振動による影響が通常の土の場合とは異なる挙動として橋台に作用すると考えられる。このため、【ア】通常の盛土構造でない構造を橋台背面アプローチ部に用いる場合には、設計で考慮する各状況、荷重の大きさや分布、構造特性、基礎地盤の条件、アプローチ部背面側の盛土の条件等を踏まえたうえで、実験等により検証して明らかにした橋台への作用等を設計で考慮する必要がある。

・・・(略)・・・

(1)の解説では、「【ア】通常の盛土構造でない構造を橋台背面アプローチ部に用いる場合には、設計で考慮する各状況、荷重の大きさや分布、構造特性、基礎地盤の条件、アプローチ部背面側の盛土の条件等を踏まえたうえで、実験等により検証して明らかにした橋台への作用等を設計で考慮する必要がある。」とされている。この趣旨に従い、本共同研究では、補強土壁を橋台背面アプローチ部に適用した場合の橋台への作用等を動的遠心模型実験により検証する。（本報告とは別の報告書（ここでは仮に「性能検証項目編」とする。）で報告を予定）

7.9 橋台背面アプローチ部

(1) 橋台背面アプローチ部は、以下の 1) から 3) を満足する構造としなければならない。

・・・(略)・・・

2) 経年的な変化への対処方法が明らかであること。

・・・(略)・・・

・・・(略)・・・

2) 例えば、補強土壁を構成する鋼材が腐食した場合や、土を固化した構造体で構築したアプローチ部に長年の水の浸入の影響などにより固化材と土の結合度が低下した場合などでは、橋台への作用等が変化し、結果的に橋に求められる性能を確保できなくなる可能性がある。このようなことが想定される場合には、あらかじめ水の浸入を防ぐ対策や、交換可能な構造としておくなど、【イ】供用期間中にわたる経年的な変化への対処方法を明らかにしておくことが求められる。

・・・(略)・・・

(1)(2)の解説では、「【イ】供用期間中にわたる経年的な変化への対処方法を明らかにしておくことが求められる。」とされている。補強土壁に使用される部材等として壁面材や補強材がある。特に補強材は土中に設置されるため、点検等においてその状態を確認することは通常は容易ではない。このように状態把握が容易でないという特徴や、材料の耐久性の実態を考慮したうえで、経的な変化への対処方法を検討する必要がある。

ここで、2.1 節で述べたように補強材の材料としては一般に鋼とジオシンセティックスが用いられている。ジオシンセティックス補強材は、通常想定される土中環境において材料の特性が化学的に安定しているため経年の変化の可能性が極めて小さい。対して、鋼製補強材の場合には経年の影響による腐食の可能性があるが、土中において長期間が経過した鋼製補強材の腐食実態については必ずしも十分に明らかとなっていない。したがって、土中に設置された鋼製補強材の腐食減量のデータを統計的に整理し、長期間が経過した際の腐食減量の見込みを検証し、その結果に基づき、経的な変化への対処方法を明確にする。(2.3.10 項)

7.9 橋台背面アプローチ部

(1) 橋台背面アプローチ部は、以下の 1) から 3) を満足する構造としなければならない。

・・・(略)・・・

3) 1) 及び 2) を満足するための設計、施工及び維持管理の方法が明らかであること。

・・・(略)・・・

・・・(略)・・・

3) 橋台の設計で考慮する各状況における作用の前提として、また、橋との間で路面の連続性を確保するため、橋台背面アプローチ部の設計・施工・維持管理方法が明らかでなければならない。通常の土を用いた盛土構造であれば、適切な基礎地盤の処理と排水施設の設置を行うとともに、適切な材料を用いて締固め管理等を行い、踏掛版を設けたうえで、点検等の維持管理を適切に行うことにより、大規模な地震の際も含めて通行機能を確保するうえで重大な障害にならないことがこれまでの震災経験等により確認されている。一方で、通常の盛土構造以外の構造を用いる場合には、地震の影響を考慮する場合を含めた設計で考慮する各状況において考慮する【ウ】橋台への作用が想定通り作用すること、また、路面の連続性を確保するために必要となる設計・施工・維持管理方法が、実験等により検証されて事前に明らかとなっていることが採用の前提となる。【エ】ここで、維持管理方法には、日常的な通行機能の確保のための巡視や点検、修繕だけでなく、地震動を受けた後の点検方法や通行機能を確保するための応急措置の方法等も含まれる。特に、固化した構造や【オ】補強土壁等については、地震の際等における構造体の安全性、変位の程度や修繕方法、日常の維持管理方法など、路面の連続性等を確保するために必要となる様々な事項について明らかにしておく必要がある。また、【カ】例えば基礎地盤が軟弱な場合には想定外の変形や損傷が生じるなど、採用する構造の適用条件も明確化が必要である。なお、通常の盛土構造であっても、盛土高が高くなる場合には地震後等における沈下量が大きくなるため、適用に際して注意が必要である。

・・・(略)・・・

(1)の解説では、「【ウ】橋台への作用が想定通り作用すること、また、路面の連続性を確保するために必要となる設計・施工・維持管理方法が、実験等により検証されて事前に明らかとなっていること」が前提となる。この趣旨からは、橋台背面アプローチ部に用いる補強土壁の設計・施工・維持管理の方法は、橋台の損傷や路面の連続性について整理が必要である。道路機能への影響という観点では少なくとも路面の連続性に着目して、実際の変状事例等に対して対応されたものとなっている必要がある。このため、本報告書における一連の研究を実施するうえでの着眼点を明確にすることを目的に、橋台背面アプローチ部の補強土壁の被災事例を収集し、被害傾向や課題点を整理する。(2.3.1 項)

また、「【オ】補強土壁等については、地震の際等における構造体の安全性、変位の程度・・・(略)・・・明らかにしておく必要がある。」とされている。この趣旨からは、地震の際等において補強土壁の安全性及び変位がどのような状態にとどまっているのか、またその状態は補強材の降伏や補強領域を通るすべりが生じ始める状態に対してどの程度の余裕があるのかを判断できるように、実験等によって検証しておく必要がある。加えて、7.9(3)2)の解説では「【ク】橋台背面アプローチ部に変状が生じた場合の修復の判断の方法や修復の方法について十分に検討したうえで変状を速やかな機能の回復が可能となる範囲に留める必要がある。」とされている。したがって、地震の際等において生じ得る補強土壁の状態と補強

土壁の限界の状態について検証された結果に基づいて、修復の判断の方法等について検討する。(2.3.2 項)

さらに、「【エ】維持管理方法には、日常的な通行機能の確保のための巡視や点検、修繕だけでなく、地震動を受けた後の点検方法や通行機能を確保するための応急措置の方法等も含まれる。」とされており、この趣旨を踏まえ、地震動を受けた後の点検方法等の考え方を整理する。(2.3.11 項)

橋台背面アプローチ部の補強土壁では、その使われ方や置かれる地形的な条件の制約から、両側に壁面を有する構造や壁面に隅角を有する構造とされることがある。両側に壁面を有する構造や壁面に隅角を有する構造の場合には、一般部と異なりその形状が幾何学的に複雑である。そのため、幾何学的に複雑な形状に起因して特異な挙動を示す可能性がある。

例えば、両側の壁面が極端に近い場合や隅角部の交角が小さい場合には、補強材が輻輳する場合がある。補強材が輻輳すると、補強材が引抜かれる際に輻輳した補強材が相互に影響して単独の補強材が引抜かれる場合と比較して、その引抜き抵抗メカニズムが異なるおそれがある。そのため、補強材が輻輳する条件における補強材の引抜き抵抗のメカニズムを検証する。さらに、検証したメカニズムに基づき、補強材の引抜き抵抗力の算定手法について、単独の補強材として評価できる条件や輻輳する影響の考え方を整理する。(2.3.3 項)

また、両側に壁面を有する構造や壁面に隅角を有する構造の場合には、地震を受けた際ににおいて振動特性、土圧、張力、破壊形態等が一般部と異なる可能性がある。したがって、この可能性について実験等に基づいて影響の大きさや、設計上、一般部の補強土壁と同様に扱っても差し支えない条件や留意点について検証する。(2.3.4 項、2.3.5 項)

さらに、(1)3)の解説では「【エ】維持管理方法には、・・・(略)・・・地震動を受けた後の点検方法や通行機能を確保するための応急措置の方法等も含まれる。」とされている。補強土壁のメカニズムの根幹である補強材は、通常、設計ではその位置は水平であり、水平方向の引張りを除いてその形状は変化しないと仮定されている。一方で実際には、地震動等の水平力を受けて補強土壁が変形すると路面は沈下し、補強材の水平・鉛直位置のずれや補強材の変形等、補強材の位置・形状にも不整が生じ、厳密には設計で仮定するような状態とは異なったものとなり、張力もその影響を受けるおそれがある。そのような状態が過度に進展すると、補強土壁の状態の評価の信頼性が低下する可能性が考えられる。これに対応するため、補強土壁が変形した場合の補強材の状態(位置・形状の不整、張力等)に着目し、設計で想定する補強土壁の補強メカニズムが維持される変状の形態や変形量を検証する。さらに、その検証の結果に基づいて、点検において補強土壁の補強メカニズムが維持されているかを外形により確認するうえでの着眼点を整理する。(2.3.6 項)

7.9 橋台背面アプローチ部

・・・(略)・・・

(3) 橋台背面アプローチ部の設計にあたっては、良質な材料を用いるとともに、以下の 1)から 3)を考慮しなければならない。

- 1) 基礎地盤の安定性
- 2) 橋台背面アプローチ部の安定性
- 3) 降雨等に対する排水性

・・・(略)・・・

(3) 路面の連続性を確保するためには、橋台背面アプローチ部は、一般の盛土等以上に材料の選定や基礎地盤の安定性、橋台背面アプローチ部の安定性、排水対策等に配慮して設計を行う必要がある。

【キ】 橋台背面アプローチ部に用いる材料は、締固めが容易で、非圧縮性、透水性があり、かつ、水の浸入によつても強度の低下が少ない安定したものを用いる。このような材料として一般には砂質土が用いられる。ただし、河川堤防内に橋台を設置する場合などで砂質土を用いることができず他の材料を用いる場合や、軽量材料や補強土などの材料を用いる場合については、この節の規定の趣旨を踏まえて要件を満たすことができる材料であるかを確認のうえ用いる必要がある。使用材料や施工品質に関しては、参考資料 3 を参考にできる。

・・・(略)・・・

1) 基礎地盤に起因する橋台背面アプローチ部の変状には、圧密沈下や側方流動、液状化、斜面崩壊等がある。これらに起因した段差を抑制するためには、基礎地盤の強度特性等の確認を十分に行う必要がある。例えば、日常の維持管理での対応が困難であるような著しい圧密沈下などが生じるおそれがある場合は、必要に応じて載荷重工法や同工法に加えて地盤改良を行うなど適切な沈下防止策を施すのがよい。また、斜面崩壊等に対しては、斜面崩壊等に伴う橋台背面アプローチ部への影響を考慮してこれを避けるように橋台位置を定めたり、斜面の変状程度が小規模な場合は変状を生じうる部分を除去して置換を行なうなど、適切な対策を施すのがよい。対策を行う場合は、橋台背面アプローチ部への影響を考慮して対策範囲等を定めるとともに、隣接構造物への影響も考慮して施工方法を検討する必要がある。なお、基礎地盤に沈下対策を施す場合であっても、圧密沈下の不確実性等を考慮し、一般的な土を用いた盛土構造とするなど不測の沈下が生じた場合にも対応しやすい構造を橋台背面アプローチ部に用いることが、構造設計上の配慮として考えられる。

2) 橋台背面アプローチ部自体に不安定化や損傷・変状が生じると、橋としての性能の確保に影響を及ぼすことから、このようなことを避けるようにする必要がある。

修復性に関しては、盛土等の変状の程度が点検で容易に確認でき、早期に供用の可否の判断が可能であることや、地震時に速やかな機能の回復が可能な程度の損傷に留めることなどが要求される。補強土は、山岳部や用地制約の厳しい条件において適用事例が多く一般的な盛土よりも高い耐震性を有する構造物であるが、橋台とは地震時の挙動が異なるため、路面の連続性に影響を及ぼす場合がある。したがって、【ク】橋台背面アプローチ部に変状が生じた場合の修復の判断の方法や修復の方法について十分に検討したうえで変状を速やかな機能の回復が可能となる範囲に留める必要がある。なお、【ケ】補強土壁は沈下による変形が生じた場合に一般に修復が困難であるため、基礎地盤が十分に安定している箇所で用いる必要がある。発泡スチロールを用いた盛土構造の場合にも、施工後に過度の即時沈下や圧密沈下が生じた事例があるため、同様の配慮を行うことが求められる。

3) 橋台背面アプローチ部は、降雨や湧水などにより水が集まりやすく、これに伴う侵食、背面土の強度低下や抜出しにより、沈下や崩壊に至る例も少なくない。

したがって、橋台背面土中に水が浸入及び滯水しないように、施工中の排水勾配の確保、路面やのり面の表面排水工及び地下排水工等の排水対策、のり面保護工等を実施する必要がある。橋台背面に設置する排水施設等は、参考資料 3 を参照するとよい。

(3)の解説の冒頭では「【キ】橋台背面アプローチ部に用いる材料は、締固めが容易で、非圧縮性、透水性があり、かつ、水の浸入によっても強度の低下が少ない安定したものを用いる。・・・(略)・・・補強土などの材料を用いる場合については、この節の規定の趣旨を踏まえて要件を満たすことができる材料であるかを確認のうえ用いる必要がある。」とされている。補強土壁に使用する盛土材には、2.1節で述べたようにこのような趣旨に対応した材料が用いられている。ここで、路面の連續性を確保するという観点では、補強土壁の設計で行われる安定の照査以外にも、変形の問題が重要となる。地震の際のゆすり込み沈下に代表されるような変形は、盛土材の特性や締固めに大きく依存する。このため、盛土材料や締固めの方法は、地震後の橋台背面アプローチ部の段差量に着目し路面の連續性が確保されることが検証されたものである必要がある。(2.3.7項)

(3)2)の解説では「【ケ】補強土壁は沈下による変形が生じた場合に一般に修復が困難であるため、基礎地盤が十分に安定している箇所で用いる必要がある。」とされている。また、前述の(1)3)の解説では「【カ】例えば基礎地盤が軟弱な場合には想定外の変形や損傷が生じるなど、採用する構造の適用条件も明確化が必要である。」とされている。この趣旨から、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、路面の連續性や補強土壁の安定性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。(2.3.8項)

なお、(3)2)の解説で「【ク】橋台背面アプローチ部に変状が生じた場合の修復の判断の方法や修復の方法について十分に検討したうえで変状を速やかな機能の回復が可能となる範囲に留める必要がある。」とされているが、この記載については(1)3)の解説における検討内容において既に述べた。

ここまで整理した橋台背面アプローチ部に補強土壁を用いるにあたって明らかとすべき事項や検討方針を一覧にすると、表-2.2.1のとおりである。2.3節では、本節で整理した事項に基づいて各種の検証を行う。

表-2.2.1 補強土壁を橋台背面アプローチ部として用いるにあたって検討が必要な事項

道示・同解説の記載箇所	道示・同解説の記載	検討内容	本報告書での該当箇所
7.9(1)3)解説	<u>【ウ】橋台への作用が想定通り作用すること、路面の連續性を確保するために必要となる設計・施工・維持管理方法が、実験等により検証されて事前に明らかとなっていること</u>	本報告書における一連の研究を実施するうえでの着眼点を明確にすることを目的に、過去の地震において主に震度5強以上の範囲にあつた橋台背面アプローチ部の補強土壁の被災事例(約790件)を収集し、被害傾向や課題点を整理する。 整理した課題点に基づいて、橋台と補強土壁の接続部の開きに起因して生じる橋台端部のコンクリートの欠損、盛土材の漏出について、それぞれの原因を整理し対処方法について検討した。	2.3.1項 2.3.9項
7.9(1)1)解説	<u>【ア】設計で考慮する各状況、荷重の大きさや分布、構造特性、基礎地盤の条件、アプローチ部背面側の盛土の条件等を踏まえたうえで、実験等により検証して明らかにした橋台への作用等を設計で考慮する必要がある。</u>	橋台背面アプローチ部に補強土壁が用いられた場合の橋台への作用を動的遠心模型実験により検証する。	-性能検証項目編-にて報告
7.9(1)3)解説	<u>【オ】補強土壁等については、地震の際等における構造体の安全性、変位の程度・・・(略)・・・明らかにしておく必要がある。</u>	地震の際における補強土壁の安全性及び変位の程度を明らかにすることを目的に、現行設計に基づいて構築された補強土壁が、レベル2地震動に対してどのような状態にとどまり、及び限界状態に対してどの程度の安全余裕があるのかを実験的に検証する。ここでは主に、路面の沈下量、補強材の張力及び壁面の水平変位に着目する。さらに、現行設計に基づいて構築された補強土壁が補強材の降伏及び補強領域を通るすべりのいずれが先行して発生するかなどについて分析する。 以上の結果に基づいて修復の判断の方法等について検討する。	2.3.2項
7.9(3)2)解説	<u>【ク】橋台背面アプローチ部に変状が生じた場合の修復の判断の方法や修復の方法について十分に検討したうえで変状を速やかな機能の回復が可能となる範囲に留める必要がある。</u>	橋台背面アプローチ部の補強土壁にしばしばみられる両側に壁面を有する構造や壁面に隅角を有する構造について	
7.9(1)3)解説	<u>【オ】補強土壁等については、地震の際等における構造体の安全性、変位の程度・・・(略)・・・明らかにしておく必要がある。</u>	補強材の引抜き抵抗力の評価手法の前提条件を明確にすることを目的として、補強材が輻輳する条件における補強材の引抜き抵抗のメカニズムを分析する。そのうえで、補強材の引抜き抵抗力の算定において単独の	2.3.3項

		<p>て、その形状が一般部と異なることによる影響を検証し、適用上の留意点等を明確にする。</p>	<p>補強材として評価することができる条件を検証する。</p>	
			<p>両側が補強土壁の盛土の地震被害の傾向について、現地調査結果の中から被害程度の大きい事例を抽出して調べる。さらに、両側の壁面の離隔と、振動特性、土圧、張力、破壊形態等の関係を動的遠心模型実験等に基づいて分析する。これらに基づいて、片面の補強土壁として扱うことができると考えられる条件等を検証する。</p>	2.3.4 項
			<p>壁面に隅角を有する補強土壁の地震時の挙動を有限差分法に基づく時刻歴解析により調べる。その結果に基づいて、片面の補強土壁として扱うことができると考えられる条件等を検証する。</p>	2.3.5 項
7.9(1)3)解説	<p><u>【カ】</u>例えは基礎地盤が軟弱な場合には想定外の変形や損傷が生じるなど、採用する構造の適用条件も明確化が必要である。</p>		<p>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安定性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の整理、変状事例の分析、部分的に地盤改良する条件においてを想定した遠心模型実験及び数値解析を実施する。</p>	2.3.8 項
7.9(3)2)解説	<p><u>【ケ】</u>補強土壁は沈下による変形が生じた場合に一般に修復が困難であるため、基礎地盤が十分に安定している箇所で用いる必要がある。</p>			
7.9(1)3)解説	<p><u>【エ】</u>維持管理方法には、・・・(略)・・・地震動を受けた後の点検方法や通行機能を確保するための応急措置の方法等も含まれる。</p>		<p>地震動を受けた後の補強土壁の点検方法や通行機能を確保するための応急措置の方法等を示すことを目的に、水平力を受けて路面の沈下等の変形が生じた補強土壁の状態を検証する。具体的には、補強材の状態(位置・形状の不整、張力等)を動的遠心模型実験に基づいて分析し、設計で想定する補強土壁の補強メカニズムが維持される変状の形態や変形量を検証する。また、水平力を受けて変形した補強土壁の壁面材と補強材の接合部が、その機能を確保するうえで想定しておくべき状態を考察する。さらに、点検において、補強メカニズムが維持されているかを外形により確認するうえでの着眼点を整理する。</p>	2.3.6 項

7.9(1)3)解説	<u>【オ】補強土壁等については、地震の際等における構造体の安全性、変位の程度・・・(略)・・・明らかにしておく必要がある。</u>	橋台背面アプローチ部において、路面の連続性を確保するために必要な補強土壁の盛土材料及び施工方法を明らかにすることを目的とする。	2.3.7 項
7.9(3)解説	<u>【キ】橋台背面アプローチ部に用いる材料は、締固めが容易で、非圧縮性、透水性があり、かつ、水の浸入によっても強度の低下が少ない安定したもの用いる。・・・(略)・・・補強土などの材料を用いる場合については、この節の規定の趣旨を踏まえて要件を満たすことができる材料であるかを確認のうえ用いる必要がある。</u>	橋台背面アプローチ部において大きな段差が発生した事例を対象に、その要因を考察する。要因のうち大部分を占めると考えられる盛土の締固めに着目し、変状事例における締固めの程度と段差量の関係から、締固めの効果を検証する。そのうえで、橋台背面（狭隘部）においても適切な締固めが達成されると考えられる盛土材料の条件及び締固めの方法を、既往の知見に基づいて整理する。	
7.9(1)2)解説	<u>【イ】供用期間中にわたる経年的な変化への対処方法を明らかにしておくことが求められる。</u>	土中に設置される部材である補強材について、供用期間中にわたる経年的な対処方法を明らかにすることを目的とする。ここでは、補強土壁に一般的に用いられる補強材の中でも鋼製補強材に着目する。鋼製補強材の腐食減量のデータを統計的に整理し、100年後の腐食減量の見込みを検証する。その結果に基づき、鋼製補強材の経年的な変化への対処方法の考え方を整理する。	2.3.10 項
7.9(1)3)解説	<u>【エ】維持管理方法には、日常的な通行機能の確保のための巡視や点検、修繕だけでなく、地震動を受けた後の点検方法や通行機能を確保するための応急措置の方法等も含まれる。</u>	補強土壁の維持管理方法について、既往の知見や本報告の前項までにおいて得られた知見を整理する。	2.3.11 項

参考文献

2.2-1) 公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編、丸善出版、2017

2.3. 検討事項に対する分析等

2.3.1. 橋台背面アプローチ部の補強土壁の地震による変状実態の分析

(1) はじめに

道路橋示方書・同解説(H29)IV^{2.3.1-1)}では、「路面の連続性を確保するために必要となる設計・施工・維持管理方法が、実験等により検証されて事前に明らかとなっていること」が求められている。これに関連した一連の研究を実施するうえでの着眼点を明確にすることを目的に、過去の地震において主に震度5強以上の範囲にあった橋台背面アプローチ部の補強土壁の被災事例（790件）を収集し、被害傾向や課題点を整理した。

具体的には、①過去の主要な地震による被害事例を整理して被害傾向をマクロ的に分析した。さらに、②個別事例のうち被害程度の大きい事例を抽出して、橋台背面アプローチ部の補強土壁に特有の変状形態を類型化したうえで、被災事例から認められる着眼点を明確にした。

(2) 変状実態の分析手法

橋台背面アプローチ部及びカルバート接続部の補強土壁に限定して、地震による被災事例790件を整理した。蓄積されている調査結果のうち、主要な地震の事例を可能な限り選り抜いて抽出した。

抽出した事例の被害傾向をマクロ的に分析し、参考として盛土の被害傾向と比較した。さらに、被害程度の大きい事例を抽出し、変状形態を類型化するとともに、被害程度を定量的に評価した。

(3) 調査概要

過去の主要な地震（主には気象庁が名称を定めた地震）において、震度5強以上の範囲における補強土壁を網羅的に現地調査した結果を使用した。そのうち、橋台背面アプローチ部、カルバート接続部に該当する790件を抽出し、被害事例を整理した。令和6年能登半島地震については、穴水町、七尾市、輪島市、珠洲市及び能登町を対象に調査を実施した。表-2.3.1.1に抽出した調査件数を示す。

表- 2.3.1.1 橋台背面アプローチ部及びカルバート接続部の補強土壁の調査件数

地震の名称	最大震度	調査件数(件)			
		帶鋼補強土壁	アンカーブ補強土壁	ジオテキスタイル補強土壁	
2004年(平成16年)新潟県中越地震	7	7	-	-	7
2007年(平成19年)能登半島地震	6強	4	-	-	4
2007年(平成19年)新潟県中越沖地震	6強	1	-	-	1
2008年(平成20年)岩手宮城内陸地震	6強	62	55	-	7
2008年7月24日 岩手県沿岸北部の地震	6弱	3	3	-	-
2011年(平成23年)東北地方太平洋沖地震	7	212	163	18	31
2011年3月12日長野県・新潟県県境付近の地震	6弱	1	1	-	-
2014年11月22日長野県北部の地震(神城断層)	6弱	5	5	-	-
2016年(平成28年)熊本地震	7	162	103	19	40
2016年10月21日鳥取県中部の地震	6弱	23	23	-	-
2017年大分県佐伯市の地震	5強	23	23	-	-
2018年(平成30年)大阪北部地震	6弱	54	54	-	-
2018年(平成30年)北海道胆振東部地震	7	41	-	41	-
2022年の福島県沖の地震	6強	49	-	45	4
2024年(令和6年)能登半島地震	7	143(全150件)	60(全数完了)	11(全数完了)	72(全79件)
計		790	490	134	166

(4) 橋台背面アプローチ部及びカルバート接続部の補強土壁の地震被害の傾向分析

既往の盛土の分析事例^{2.3.1-2)}を参考に、補強土壁の被害程度を4段階(無被害、小被害、中被害、大被害)に分類した。図-2.3.1.1に補強土壁の被害程度と震度の関係を示す。なお、震度については、気象庁の推定震度分布から地域単位の震度を確認した。

ここで、参考に既往の地震における盛土被害の傾向の分析結果を示す。検討対象は、盛土高さ10m以上の盛土で、大規模な崩壊が生じた区間に存在した盛土としている。表-2.3.1.2に検討対象地震及び盛土の件数を、図-2.3.1.2に盛土の被災程度と震度の関係をそれぞれ示す。

盛土の被害については、震度が大きいほど被害の程度が高くなる傾向が見られた。震度5強以上で盛土に何らかの被害が生じ、震度6弱以上で大被害となる事例が確認された。

補強土壁の被害は、盛土と同様に震度が大きいほど被害の程度は大きい傾向であった。大被害については、令和6年能登半島地震において1件確認された。当該事例については、本項(6)で詳述する。

この分析では、被害の割合は、盛土よりも補強土壁の方が小さかったものの、厳密な比較にはより詳細な分析が必要である。

▽補強土壁 (N=742)

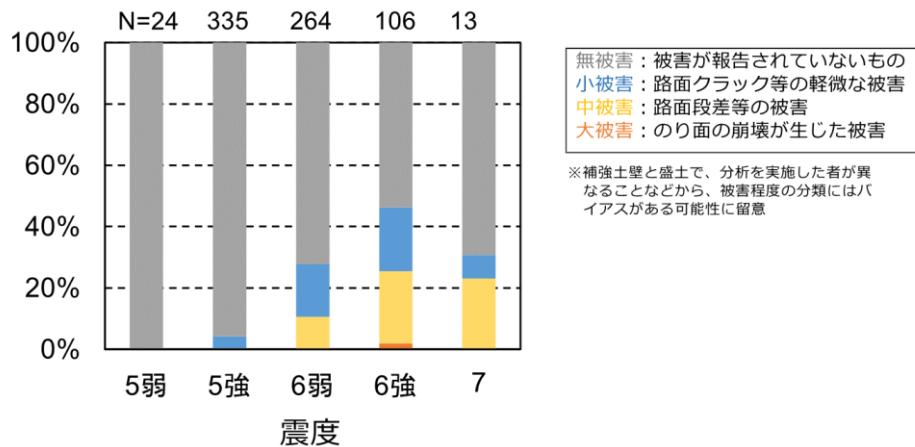


図-2.3.1.1 補強土壁の被害程度と震度の関係

表- 2.3.1.2 検討対象地震及び盛土の件数 2.3.1-2)

地震名	対象件数				
	全数	被害			無被害
		大規模	中被害	小被害	
1993年釧路沖地震	52	1	19	20	12
2004年新潟県中越地震	9	2	7	0	0
2007年能登半島地震	57	12	15	8	22
2007年新潟県中越沖地震	29	0	5	1	23
合計	147	15	46	29	57

大被害:のり面の崩壊が生じた被害
中被害:路面段差等の被害
小被害:路面クラック等の軽微な被害
無被害:被害が報告されていないもの

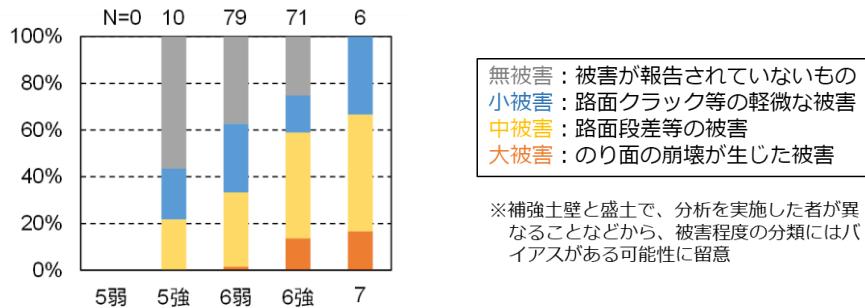


図-2.3.1.2 盛土の被災程度と震度の関係 (参考)

(5) 個別事例の分析

ここでは、被害程度の大きい事例と平成 24 年（2012 年）以降に施工された比較的新しいもので被災の確認された事例を抽出し被害形態等を分析した。表- 2.3.1.3 に分析した個別事例と変状の事象の一覧を、以下にそれぞれの事例の詳細について示す。

表- 2.3.1.3 個別事例の一覧

補強土壁の工法	事例	変状の事象				
		開き	段差	沈下	壁面材損傷	盛土材漏出
帶鋼 補強土壁	テ 1	○	○			
	テ 2	○	○	○		
	テ 3	○	○	○		
	テ 4	○	○			
	テ 5	○	○	○		○
	テ 6	○	○	○		
アンカー 補強土壁	タ 1			○	○	
	タ 2		○		○	
	タ 3	○	○			○
	タ 4	○				
	タ 5		○			
	タ 6		○			
ジオテキスタイル 補強土壁	ジ 1	○			○	
	ジ 2	○				
	ジ 3	○				
	ジ 4		○			
	ジ 5		○			
	ジ 6	○	○			○

1) 開き・段差の事例【事例：テ1】：岩手県、2000年施工（約8年経過）

＜事例の概要＞

2008年岩手宮城内陸地震において震度6強が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築された帶鋼補強土壁（壁高3.75m）で、橋台に対し補強土壁の壁面材が橋軸方向に連続して取り付けられている。橋台とウイングの境界部の路面の段差及び補強土壁の壁面のはらみ出しに起因した天端と防護柵との境界部の開きと、補強土壁天端の段差が発生した事例である。橋台及びウイング部には、損傷は認められなかった。図-2.3.1.3に事例：テ1の変状概要図を示す。

＜計測の結果＞

橋台とウイングの境界部の路面に生じた段差は、歩道部では45cm、車道部では25cmであった。また、ウイング部と補強土壁の境界では、ウイング面の位置に対し、補強土壁の壁面が天端付近で最大60mm前傾していた。さらに、橋台から20m程度離れた位置でも補強土壁の天端付近で前傾が見られ、補強土壁の上部に設置された防護柵が路面側に転倒していた。なお、橋台や基礎地盤の沈下、ウイング部の損傷および盛土材の漏出は認められていない。

所在地 : 岩手県（橋梁取付擁壁）
 施工年月 : 2000年（約8年経過）
 壁面材 : 14cmコンクリート
 壁高 : 3.75m
 適用 : 橋台アプローチ部（国道）
 起因地震 : 2008年岩手宮城内陸地震
 震度階級 : 6強（震央からの距離：15km）

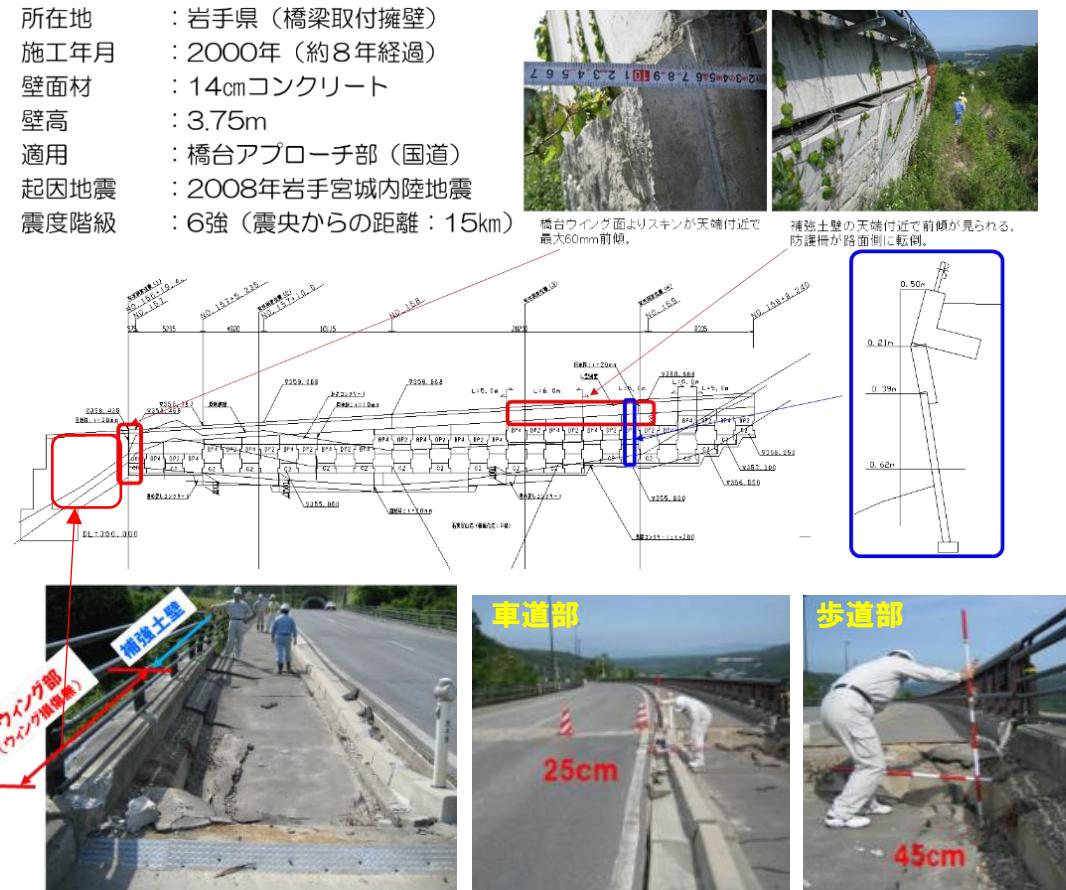


図-2.3.1.3 事例：テ1の変状概要図

＜変状の要因＞

基礎地盤の沈下や盛土材の漏出が認められていないことから、橋台とウイングの境界部の路面に生じた段差や、補強土壁の前傾および補強土壁部の路面の沈下は、地震動による盛土材のゆすり込み沈下によるものと考えられる。橋台とウイングの境界部の段差は、ウイングおよび橋台の損傷（変形）が認められていないことから、地震動による盛土材の一次元圧縮沈下が主要因であると考えられる。ただし、補強土壁の区間にも沈下が生じているため、ウイング部の盛土材が補強土壁側に移動したことも影響している可能性も考えられる。なお、車道部より歩道部の段差が大きく生じた理由としては、車道には踏み掛け版があった可能性が高く、段差の発生が抑制されたと推察される。ウイング部と補強土壁の境界で開きが生じた要因は、橋台（変状無し）と補強土壁（平面のはらみ出し）の挙動の違いによるものと考えられる。壁面のはらみ出しは、地震動による盛土材のせん断変形が要因と考えられ、ゆすり込み沈下と相まって壁面の水平変位および盛土の沈下によって防護柵が転倒したと推察される。

2) 沈下・段差・開きの事例【事例：テ2】：福島県、1999年施工（約12年経過）

＜事例の概要＞

2011年東日本太平洋沖地震において震度6弱が観測された地域にある橋台アプローチ部に構築された帶鋼補強土壁（壁高5.98m）で、橋台に対し補強土壁の壁面材が橋軸方向に連続して取り付けられている。補強土壁下にはブロック積擁壁を有する盛土が位置している。補強土壁の天端の沈下、補強土壁の上部の防護柵の天端の段差、橋台と補強土壁の境界部の開きが発生及び補強土壁に隣接するブロック積擁壁が沈下した事例である。図-2.3.1.4に事例：テ2の変状概要図を示す。



図-2.3.1.4 事例：テ2の変状概要図

＜計測の結果＞

沈下及び段差は橋台と補強土壁の境界部で発生しており、補強土壁の上部の防護柵の天端で 16cm 段差が生じた。境界部の開きは 80mm で、橋台に対して補強土壁の天端は 25mm 前傾した。

＜変状の要因＞

壁面の顕著なはらみ出しや盛土材の漏出等が認められていないこと、隣接するブロック積擁壁に 100mm の沈下が発生していることから、補強土壁の天端の沈下、補強土壁の上部の防護柵の天端の段差及び橋台と補強土壁の境界部の開きは、主に橋台周辺の基礎地盤の沈下によるものと考えられる。

3) 沈下・段差・開きの事例【事例：テ 3】：新潟県、2004 年施工（約 7 年経過）

＜事例の概要＞

2004 年新潟・長野地震において震度 6 強が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築された帶鋼補強土壁（壁高 6.73m）であり、橋台に対し橋軸方向に連続して取り付けられている。補強土壁と基礎地盤の沈下、橋台と補強土壁の天端の段差及び壁面材の目地の開きが発生した事例である。図-2.3.1.5 に事例：テ 3 の変状概要図を示す。

＜計測の結果＞

橋台付近の補強土壁の壁面材が沈下し、壁面材どうしの接合部が 70～120mm 開いた。下げ振りにより変位量と壁面の垂直度（補強土壁天端における水平変位 / 壁高）を計測すると、地表面の壁面に対して、天端は 48mm 前傾しており、垂直度は 0.8% であった。

＜変状の要因＞

補強土壁前面の埋戻し盛土が約 33cm の沈下が発生していることから、変状が顕著に生じた要因は、主に橋台周辺の基礎地盤の沈下によるものと考えられる。

所在地 : 新潟県（橋梁取付擁壁）
施工年月 : 2004 年（約 7 年経過）
壁面材 : 14cm コンクリート
壁高 : 6.73m
適用 : 橋台アプローチ部（県道）
起因地震 : 2011 年新潟・長野地震
震度階級 : 6 強（震央からの距離：3.4km）

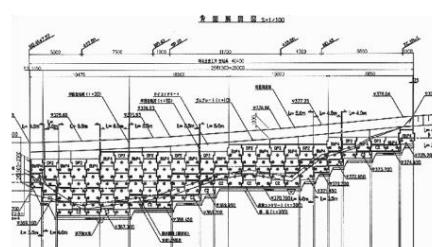
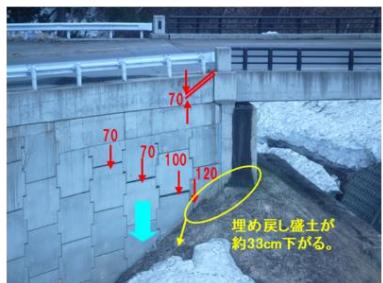


図-2.3.1.5 事例：テ 3 の変状概要図

4) 沈下・開き・段差の事例【テ4、テ5】: 石川県輪島市、1998年施工（約26年経過）
 <事例の概要>

令和6年能登半島地震において震度6弱が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築された帶鋼補強土壁（壁高12m）であり、橋台に対し直角（道路横断方向）【テ4】及び55°の角度【テ5】をもって取り付けられている。橋台ウイング部の沈下、橋台と補強土壁の境界部の開き及び橋台ウイング部の天端の段差が発生した事例である。図-2.3.1.6に事例：テ4・テ5の変状概要図を示す。橋台正面から見て左側の補強土壁をテ4、右側の補強土壁をテ5として示している。

<計測の結果>

図-2.3.1.7に事例：テ4盛土変位方向を、図-2.3.1.8に事例：テ5盛土変位方向を示す。橋台と補強土壁の境界部の開きは、テ4で約9cm、テ5で約30cm、いずれも壁面の面内方向に発生した。テ4の盛土では天端道路との境界付近にひび割れが道路延長方向に発生した。テ5では、発生した開きが盛土材の漏出抑制のために設けられていた不織布の幅を超え、盛土材（裏込め碎石）の漏出が生じた。

図-2.3.1.9に事例：テ4、テ5の段差発生状況を示す。段差は、テ4の橋台とウイングの境界部で75cm、テ5の橋台とウイングの境界部で40cm発生した。

<変状の要因>

テ4及びテ5の事例は、共に橋台に対して補強土壁全体が橋軸直角方向に移動したことにより、橋台と補強土壁の境界部に開きが発生したと考えられる。テ5の橋台アプローチ部に設けられたカルバートについても、2箇所の目地部でそれぞれ約18cm程度の開きが発生している。橋台とウイングの境界部に発生した段差は、ウイングおよび橋台の損傷（変形）が認められていないことから、地震動による盛土材のゆすり込み沈下が主要因であると考えられる。ただし、補強土壁全体の橋軸直角方向への移動及び盛土材の漏出が生じているため、ウイング部の盛土材が補強土壁側に移動したことにも影響していると考えられる。

所在地	：石川県輪島市（橋梁取付擁壁）
施工年月	：1998年（約26年経過）
壁面材	：14cmコンクリート
壁高	：12.00m
適用	：橋台アプローチ部（県道）
起因地震	：2024年能登半島地震
震度階級	：6弱（震央からの距離：35km）

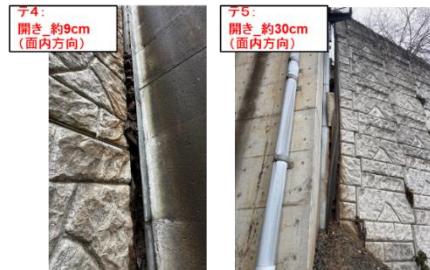


図-2.3.1.6 事例：テ4、テ5の変状概要図

所在地 : 石川県輪島市（橋梁取付擁壁）
 施工年月 : 1998年（約26年経過）
 壁面材 : 14cmコンクリート
 壁高 : 12.0m
 適用 : 橋台アプローチ部（県道）
 起因地震 : 2024年能登半島地震
 震度階級 : 6弱（震央からの距離：35km）



図- 2.3.1.7 事例：テ4 盛土移動方向

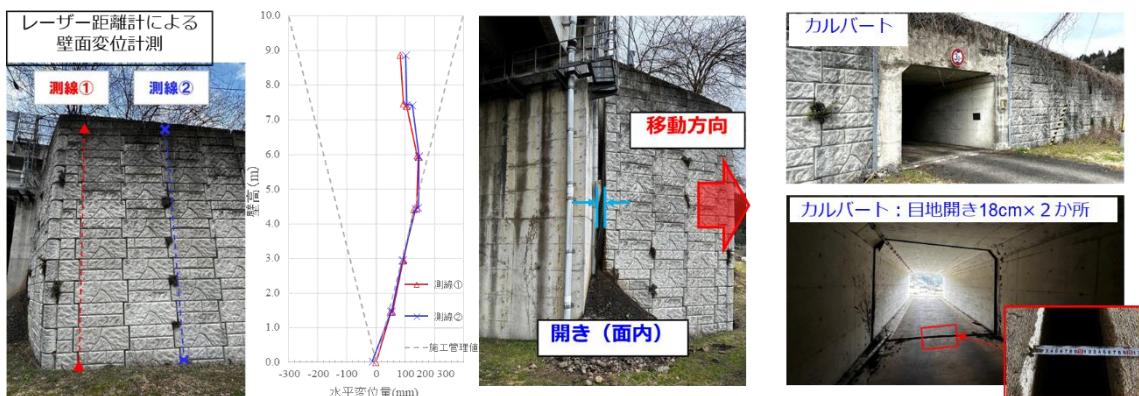


図- 2.3.1.8 事例：テ5 の盛土移動方向



図- 2.3.1.9 事例：テ4、テ5 の段差発生状況

5) 沈下・開き・段差の事例【事例：テ6】：石川県穴水町、2004年施工（約19年経過）

＜事例の概要＞

令和6年能登半島地震において震度6強が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築された帶鋼補強土壁（壁高12m）であり、橋台に対し50°の角度をもって取り付けられている。盛土の沈下、橋台と補強土壁の境界部の開き及び盛土天端と補強土壁天端の境界部の段差が発生した事例である。図-2.3.1.10に事例：テ6の変状概要図を示す。

＜計測の結果＞

橋台と補強土壁の境界部の開きは、壁面の面内方向に19cm発生した。テ5の事例と同様に、発生した開きがこぼれ出し防止で設けられていた不織布の幅を超えており、盛土材（裏込め碎石）の漏出が生じた。また、橋台と補強土壁の接続部において目隠しのために端部調整金具が取り付けられており、端部調整金具は、橋台堅壁にアンカーで取り付けられている。橋台と補強土壁の挙動の違いにより、壁面材が端部調整金具に接触し、アンカーが引抜けて、堅壁のコンクリートが損傷した。

図-2.3.1.11に事例：テ6の段差発生状況を示す。盛土側の路面では149cmの段差が発生し、これに対してテ6側の路面では49cmの段差が発生した。

＜変状の要因＞

盛土側では、盛土にすべりが発生しており、盛土の移動に伴い沈下及び段差が生じたと考えられる。テ6側では、補強土壁の壁面に目立ったはらみ出しが認められなかったことから、地震動によるゆすり込みによって圧縮沈下が生じたことが段差発生の要因と考えられる。

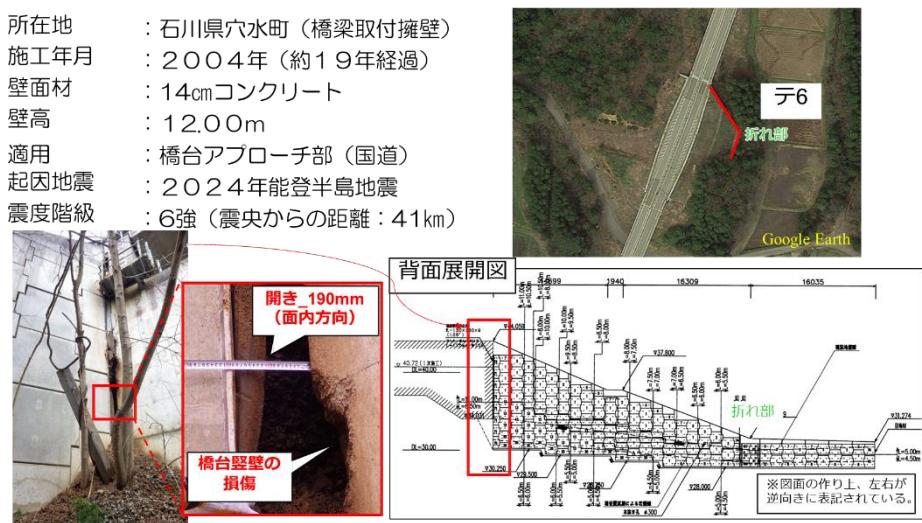


図-2.3.1.10 事例：テ6の変状概要図

所在地 : 石川県穴水町（橋梁取付擁壁）
 施工年月 : 2004年（約19年経過）
 壁面材 : 14cmコンクリート
 壁高 : 12.00m
 適用 : 橋台アプローチ部（国道）
 起因地震 : 2024年能登半島地震
 震度階級 : 6強（震央からの距離：41km）



図- 2.3.1.11 事例：テ 6 の段差発生状況

6) 沈下・壁面材損傷の事例【事例：タ 1】：福島県、2007年施工（約4年経過）

＜事例の概要＞

2011年東北地方太平洋沖地震において震度6弱が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築されたアンカー補強土壁（壁高11.0m）であり、橋台に対し直角（道路横断方向）に取り付けられ、隅角部を有する構造である。基礎地盤の沈下及び壁面材の損傷が発生した事例である。図- 2.3.1.12に事例：タ 1 の変状概要図を示す。

所在地 : 福島県（橋梁取付擁壁）
 施工年月 : 2007年（約4年経過）
 壁面材 : コンクリート製壁面材
 壁高 : 最大11m
 適用 : 高規格道路の橋台隣接部に適用
 起因地震 : 2011年東北地方太平洋沖地震
 震度階級 : 6弱（震央からの距離：233km）

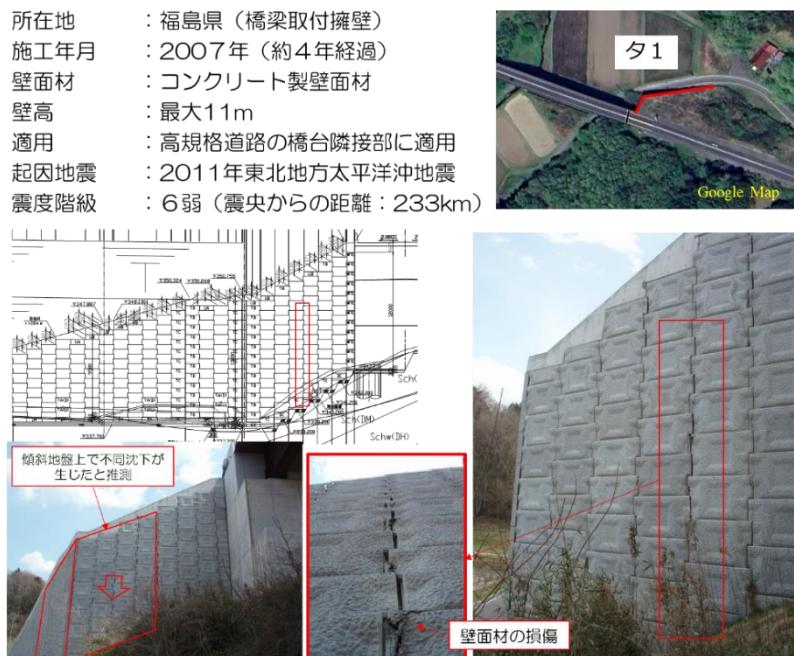


図- 2.3.1.12 事例：タ 1 の変状概要図

＜計測の結果＞

橋台付近の補強土壁の壁面材が沈下し、複数の壁面材の目地部が詰まり、一部で損傷が発生した。橋台付近の補強土壁の基礎は道路横断方向に傾斜した地盤上に位置しており、この傾斜に沿うように橋台ウイングに対して補強土壁の壁面が直角に取り付く部分で壁面材の損傷が認められた。上面道路の路面に段差はなく、橋台から離れた位置の基礎地盤が沈下したと考えられる。

＜変状の要因＞

橋台付近の補強土壁は傾斜地盤上に設置されているため、補強土壁の基礎を壁面材一列ごとに分割しており、基礎地盤の不同沈下に対して隣り合う壁面材との挙動の違いが生じたことが壁面材の損傷の要因と考えられる。なお、現行の設計マニュアル（H26 以降）^{2.3.1-6)}では、階段状の基礎を設ける場合、基礎の水平長さは 3m 程度以上（壁面材 2 列分）とし、1 段の垂直高さの変化は 2m 程度以下としている。よって、本補強土壁よりも傾斜地盤にすり付ける水平距離と垂直高さの勾配が小さくなるため、緩い傾斜の基礎形状となる。

7) 段差・壁面材損傷の事例【事例：タ 2】：福島県、2007 年施工（約 15 年経過）

＜事例の概要＞

2022 年の福島県沖の地震において震度 6 強が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築されたアンカー補強土壁（壁高 8.0m）であり、橋台に対し橋軸方向に連続して取り付けられている。橋台と補強土壁の境界部天端の段差及び壁面材の損傷が発生した事例である。図- 2.3.1.13 に事例：タ 2 の変状概要図を示す。

所在地	：福島県（橋梁取付擁壁）
施工年月	：2007 年（約 15 年経過）
壁面材	：コンクリート製壁面材
壁高	：最大 8m
適用	：一般国道橋台隣接部に適用
起因地震	：2022 年福島県沖地震
震度階級	：6 強（震央からの距離：63km）



2011年から2022年
までの間に段差が補修
されていたことを確認

図- 2.3.1.13 事例：タ 2 の変状概要図

＜計測の結果＞

本補強土壁は、2011年東北地方太平洋沖地震においても段差が発生しており、その際に補修がされていた。2011年に発生した段差は約10cmであり、2022年の地震で発生した段差10cmと合わせて20cmの段差が生じたと推定される。補強土壁の壁面に目立ったはらみ出しが認められなかつたが、橋台隣接部付近の壁面材に角欠けの損傷が生じた。

＜変状の要因＞

段差が顕著に生じた主な要因は、壁面のはらみ出しが認められなかつたことから、補強土壁の盛土材のゆすり込み沈下によるものと考えられる。一方で、壁面材の損傷は、不同沈下によって壁面材どうしが接触したことによる角欠けと考えられる。不同沈下が生じた要因は、橋台基礎と補強土壁の基礎で改良範囲が異なることによるものと推察される。

8) 段差・開きの事例【事例：タ3】：福島県、2016年施工（約6年経過）

＜事例の概要＞

2022年福島県沖地震において震度6強が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築されたアンカー補強土壁（壁高9.5m）であり、橋台に対し北側は35°、南側は40°の角度をもって取り付けられている。橋台と補強土壁の境界部で路面の段差及び開きが発生した事例である。図-2.3.1.14に事例：タ3の変状概要図を示す。

所在地 : 福島県（橋梁・カルバート取付擁壁）
施工年月 : 2016年（約6年経過）
壁面材 : コンクリート製壁面材
壁高 : 最大9.5m
適用 : 県道橋台隣接部に適用
起因地震 : 2022年福島県沖地震
震度階級 : 6強（震央からの距離：64km）



図-2.3.1.14 事例：タ3の変状概要図

＜計測の結果＞

路面の段差と開きは、橋台と補強土壁の境界で発生した。補強土壁の天端において北側の路側帯の路面の段差は約 10cm であり、壁面の変位（はらみ出し）による橋台との開きは、壁面の上部で 6~8cm と推定された。一方、南側の歩道の路面の段差は約 8cm であり、壁面の変位（はらみ出し）による橋台との開きは、壁面の上部で 6~8cm と推定された。南側の境界では、盛土材の漏出抑制のために設けられていた不織布の隙間から盛土材（裏込め碎石）の漏出も生じた。補強土壁の基礎に外形上の明確な変状は確認されていない。

＜変状の要因＞

段差や開きが生じた主な要因は、橋台（変状無し）と補強土壁（はらみ出し）の挙動の違いによるものと考えられる。橋台の変位や変状は認められていない。一方で、補強土壁部では盛土材のゆすり込み沈下により補強土壁がはらみ出し、壁面が面外（前方）に変位したことによるものと推察される。

9) 開き（はらみ）の事例【事例：タ 4】：福島県、2004 年施工（約 18 年経過）

＜事例の概要＞

2022 年福島県沖の地震において震度 6 強が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築されたアンカー補強土壁（壁高 3m）であり、橋台に対し橋軸方向に連続して取り付けられている。橋台と補強土壁の境界部の開きが発生した事例である。図- 2.3.1.15 に事例：タ 4 の変状概要図を示す。

所在地	：福島県（橋梁取付擁壁）
施工年月	：2004年ごろ（約18年経過）
壁面材	：コンクリート製壁面材
壁高	：最大3m
適用	：一般国道橋台隣接部に適用
起因地震	：2022年福島県沖地震
震度階級	：6 強（震央からの距離：62km）



図- 2.3.1.15 事例：タ 4 の変状概要図

＜計測の結果＞

橋台と接続する補強土壁の境界部において、補強土壁の壁面が面外方向（前面側）にはらみ出して 14cm の開きが生じた。開いた箇所からは盛土材の漏出抑制のために設けられていた不織布が露出したが、その機能を維持しており、盛土材の漏出は認められなかった。路面には段差が生じていなかったものの、舗装のひび割れは認められた。変状後の現場写真において、路面の補修が行われたことを確認した。

＜変状の要因＞

開きが顕著に生じた主な要因は、橋台（変状なし）と補強土壁（はらみ出し）の地震時の挙動の違いによるものと考えられる。なお、補強土壁のはらみ出しあは地震動によるゆすり込み沈下によるものと考えられる。

10) 段差の事例【事例：タ 5】：石川県穴水町、2004 年施工（約 19 年経過）

＜事例の概要＞

令和 6 年能登半島地震において震度 6 強が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築されたアンカー補強土壁（壁高 9.0m）であり、橋台に対し 15° の角度をもって取り付けられている。橋台と補強土壁の境界部天端の段差が発生した事例である。また、橋台から離れたランプ部において、嵩上げ盛土の一部が地震動により崩壊し、その際に補強土壁上部の壁面材 3 段分が引きずられて崩落した。図- 2.3.1.16 に事例：タ 5 の変状概要図を示す。

所在地 : 石川県鳳珠郡穴水町（橋梁取付擁壁）
 施工年月 : 2004 年（約 19 年経過）
 壁面材 : コンクリート製壁面材
 壁高 : 9m（橋台 AP 部）
 適用 : 橋台アプローチ部（高規格道路 IC ランプ）
 起因地震 : 2024 年（令和 6 年）能登半島地震
 震度階級 : 6 強（震央からの距離：41km）

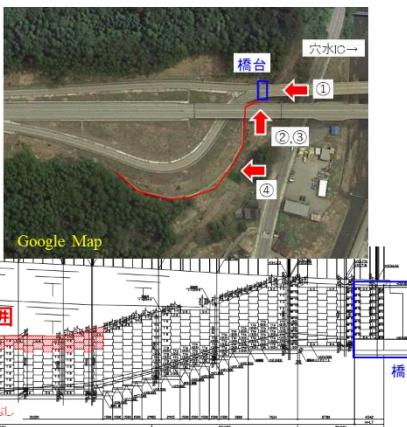
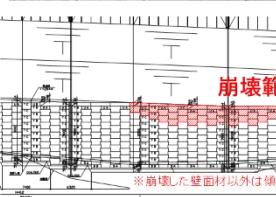


図- 2.3.1.16 事例：タ 5 の変状概要図

＜計測の結果＞

橋台と接続する補強土壁の境界部において、路面の段差数cm程度（目視による確認）が生じた。境界部の開きや基礎地盤の沈下は認められなかった。嵩上げ盛土が崩壊したランプ部において、残存した壁面には傾斜等の目立った変状は生じておらず、橋台や橋台アプローチ部付近の補強土壁への影響は認められなかった。嵩上げ盛土の法尻には湧水が認められ、盛土材は水分を多く含んだ状態であった。

＜変状の要因＞

段差が生じた主な要因は、壁面のはらみ出しや基礎地盤の沈下が認められなかったことから、地震動による補強土壁の盛土材がゆすり込み沈下したものと考えられる。なお、橋台から離れたランプ部の崩壊は、背後の地山からの湧水により盛土が高含水状態となり、地震動によって盛土のせん断強度が低下したことによって盛土のすべりが生じたと考えられる。

11) 段差の事例【事例：タ6】：石川県能登町、2015年施工（約8年経過）

＜事例の概要＞

令和6年能登半島地震において震度6弱が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築されたアンカー補強土壁（壁高4.5m）であり、橋台に対し橋軸方向に連続して取り付けられている。橋台と補強土壁の境界部天端の段差が発生した事例である。図-2.3.1.17に事例：タ6の変状概要図を示す。

所在地	：石川県鳳珠郡能登町（橋梁取付擁壁）
施工年月	：2015年（約8年経過）※H24以降
壁面材	：コンクリート製壁面材
壁高	：4.5m
適用	：橋台アプローチ部（県道）
起因地震	：2024年（令和6年）能登半島地震
震度階級	：6弱（震央からの距離：19km）

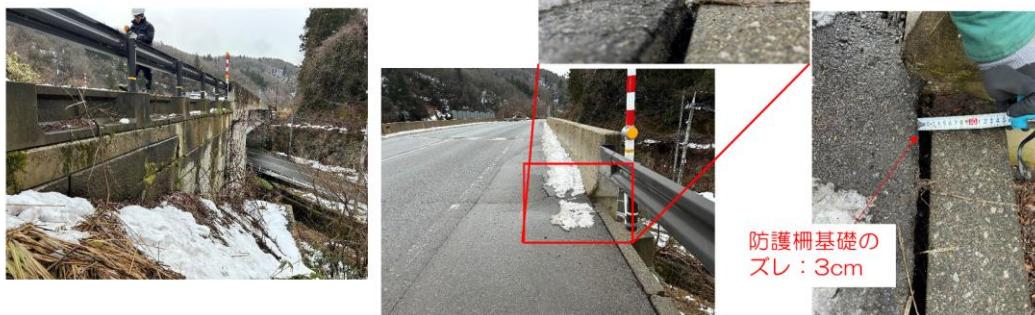


図-2.3.1.17 事例：タ6の変状概要図

＜計測の結果＞

橋台と接続する補強土壁の境界部において、路面の段差 5cm と軽微な範囲に留まっている。境界部の開きや基礎地盤の沈下は認められなかった。壁面上部の防護柵基礎と路面の間の水平変位が 3cm 生じたが、橋台との連続性は損なわれておらず、壁面の変位もほとんど生じていなかった。

＜変状の要因＞

段差が生じた主な要因は、壁面のはらみ出しや基礎地盤の沈下が認められなかったことから、地震動による補強土壁の盛土材のゆすり込み沈下によるものと考えられる。本補強土壁は、平成 24 年（2012 年）以降に施工された比較的新しいものであり、平成 24 年版道路橋示方書・同解説^{2.3.1-3)}の仕様及び道路土工指針－擁壁工指針^{2.3.1-4)}に基づいて設計、施工が実施された。これは、地震動による変状が軽微な範囲に留まった要因の 1 つと推察される。

12) 開き・壁面材損傷の事例【事例：ジ 1】：福島県、2008 年施工（約 3 年経過）

＜事例の概要＞

2011 年東北地方太平洋沖地震において震度 6 弱が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築されたジオテキスタイル補強土壁（壁高 9.0m）で、橋台を巻き込む形で取り付けられている。橋台と補強土壁の境界部の開き及び壁面材の損傷が発生した事例である。図- 2.3.1.18 に事例：ジ 1 の変状概要図を示す。

所在地 : 福島県
施工年月 : 2008 年（約 3 年経過）
壁面材 : 鋼製枠（スライド形式）
壁高 : 9m
適用 : 橋台アプローチ部
起因地震 : 2011 年東北地方太平洋沖地震
震度階級 : 6 弱（震央からの距離：175km）

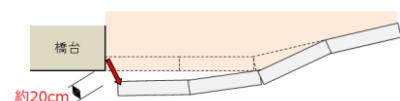


図- 2.3.1.18 事例：ジ 1 の変状概要図

＜計測の結果＞

橋台と補強土壁の境界部において、補強土壁の壁面が前方にはらみ出して 20cm の開きが生じている。壁面は全体的に前傾（壁面勾配、設計 1 : 0.3 → 実測 1 : 0.26）しており、補強土壁のはらみ出しによって、壁面材の（鋼製枠形式）の一部に座屈が生じている。

＜変状の要因＞

開きが顕著に生じた主な要因は、橋台（変状なし）と補強土壁の地震時の挙動の違いによるものと考えられる。また、上部道路は舗装前（排水施設の整備前）であり、盛土材が高含水比状態であったことが、補強土壁のはらみ出しを助長したと考えられる。

13) 開きの事例【事例：ジ2】：福島県、2008年施工（約3年経過）

＜事例の概要＞

2011年東北地方太平洋沖地震において震度6弱が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築されたジオテキスタイル補強土壁（壁高5.4m）で、橋台を巻き込む形で取り付けられている。開きが発生した事例である。図-2.3.1.19に事例：ジ2の変状概要図を示す。

＜計測の結果＞

橋台と補強土壁の境界部において、補強土壁の壁面が前方にはらみ出して20cmの開きが発生している。壁面のはらみ出しは、最大40cmとなっている。天端は、補強土壁が前方にはらみ出したことにより、盛土の沈下が生じて段差が発生している。盛土の沈下は、写真より最大で100cm程度と推定される。

＜変状の要因＞

開きが顕著に発生した主な要因は、地震時における橋台（変状なし）と補強土壁の挙動の違いによるものと考えられる。なお、壁面のはらみだしは地震動によるゆすり込み沈下によるものと考えられる。また、上部道路は舗装前（排水施設の整備前）であり、盛土材が高含水比状態であったことが補強土壁のはらみ出しを助長したと推察される。

所在地	：福島県
施工年月	：2008年（約3年経過）
壁面材	：鋼製枠（スライド形式）
壁高	：5.4m
適用	：橋台アプローチ部
起因地震	：2011年東北地方太平洋沖地震
震度階級	：6弱（震央からの距離：175km）

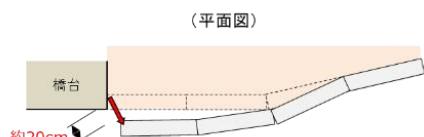


図-2.3.1.19 事例：ジ2の変状位置図

14) 開きの事例【事例：ジ3】：福島県、2010年施工（約1年経過）

＜事例の概要＞

2011年東北地方太平洋沖地震において震度6弱が観測された地域にある、ボックスカルバートに隣接して構築されたジオテキスタイル補強土壁（壁高8.2m）で、橋台を巻き込む形で取り付けられている。橋台と補強土壁の境界部の開きが発生した事例である。図-2.3.1.20に事例：ジ3の変状概要図を示す。

＜計測の結果＞

ボックスカルバートと隣接する補強土壁の境界部において、補強土壁の壁面が前方にはらみ出して15cmの開きが発生した。

＜変状の要因＞

開きが顕著に発生した主な要因は、地震時における橋台（変状なし）と補強土壁の挙動の違いによるものと考えられる。

所在地	：岩手県
施工年月	：2010年（約1年経過）
壁面材	：鋼製枠（スライド形式）
壁高	：8.2m
適用	：ボックスカルバート隣接部
起因地震	：2011年東北地方太平洋沖地震
震度階級	：6弱（震央からの距離：220km）

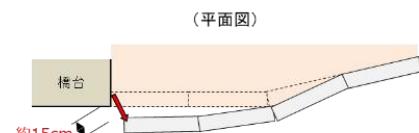


図-2.3.1.20 事例：ジ3の変状概要図

15) 段差の事例【事例：ジ4】：石川県珠洲市、2000年施工（約24年経過）

＜事例の概要＞

令和6年能登半島地震において震度6弱が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築されたジオテキスタイル補強土壁（壁高8.0m）で、橋台を巻き込む形で取り付けられている。橋台と補強土壁の境界部天端の段差が発生した事例である。図-2.3.1.21に事例：ジ4の変状概要図を示す。

所在地	：石川県珠洲市（橋梁取付擁壁）
施工年月	：2000年（施工後24年経過）
壁面材	：鋼製枠形式（溶接金網）
壁高	：8m
適用	：橋台アプローチ部（国道）
起因地震	：2024年能登半島地震
震度階級	：6弱（震央からの距離：10km）



左側
段差最大55cm



橋台取付部の補強土壁の天端舗装面で段差発生が見られる。
舗装面の段差は既に補修済み

右側
段差最大45cm

図- 2.3.1.21 事例：ジ4の変状概要図



図- 2.3.1.22 事例：ジ4の壁面の状況

＜計測の結果＞

橋台取付部の補強土壁の天端舗装面に段差が見られる。歩道部の段差は、左側で最大 55cm、右側で最大 45cm であった。舗装面の段差は、調査時点では既に補修済みであった。

図- 2.3.1.22 に事例：ジ4の壁面の状況を示す。橋台と補強土壁の境界部や壁面に大きな変状や損傷、盛土材の漏出は認められていない。

＜変状の要因＞

段差が生じた主な要因は、橋台と補強土壁の支持構造の違いと、地震動による盛土材のゆすり込み沈下によるものと考えられる。

16) 段差の事例【事例：ジ5】石川県七尾市、2000年施工（約24年経過）

＜事例の概要＞

和6年能登半島地震において震度6強が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築されたジオテキスタイル補強土壁（壁高 5.4m）で、橋台を巻き込む形で取り付けられている。橋台と補強土壁の境界部天端の段差が発生した事例である。図- 2.3.1.23 に事例：ジ5の変状概要図を示す。

<計測の結果>

橋の両側の橋台（カルバート）接続部の補強土壁では、天端舗装面に段差が発生した。調査時点では、段差は既に補修されていたが、ガードレールの変位の痕跡から、推定された段差量は約 18cm であった。橋台（カルバート）と周辺地盤の間では、約 18cm 段差が生じていた。図- 2.3.1.24 に事例：ジ 5 の壁面と周辺地盤の状況を示す。

<変状の要因>

段差が生じた主な要因は、橋台と補強土壁の支持構造の違いによるものと考えられる。橋台が設置された場所は、干拓地（軟弱地盤）であり、地震によって液状化が発生して橋台（カルバート）周辺地盤では沈下が生じているのに対し、橋台部分は沈下が生じていない。このため、橋台と補強土壁の接続部で段差が生じたと考えられる。

所在地	：石川県七尾市（橋梁取付擁壁）
施工年月	：2000年（施工後24年）
壁面材	：鋼製枠形式（溶接金網）
壁高	：5.4m
適用	：橋台アプローチ部（農道）
起因地震	：2024年能登半島地震
震度階級	：6強（震央からの距離：80km）



両側の橋台取付部の補強土壁天端で路面に段差発生（既に補修済みであり、段差量はガードレールの痕跡から推定）

橋台（ボックスカルバート）周辺地盤では、18cm程度沈下が発生

図- 2.3.1.23 事例：ジ 5 の変状概要図



図- 2.3.1.24 事例：ジ 5 の壁面と周辺地盤の状況

17) 開き・段差の事例【事例：ジ6】石川県輪島市、2020年施工（約4年経過）

＜事例の概要＞

令和6年能登半島地震において震度6強が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築されたジオテキスタイル補強土壁（壁高8.57m）で、橋台に対し橋軸方向に連続して取り付けられている。橋台と補強土壁の境界部の開きと橋台と補強土壁の境界部天端の段差が発生した事例である。図-2.3.1.25に事例：ジ6の変状概要図を示す。

所在地 : 石川県輪島市（橋台取付擁壁）
 施工年月 : 2020年（約4年経過）
 壁面材 : コンクリートパネル
 壁高 : 8.57m
 適用 : 橋台アプローチ部（国道）
 起因地震 : 2024年能登半島地震
 震度階級 : 6強（震央からの距離：38km）

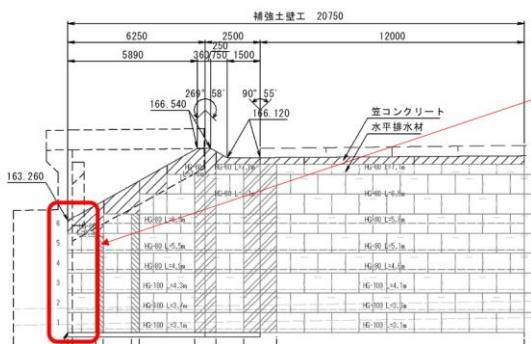


図-2.3.1.25 事例：ジ6の変状概要図

＜計測の結果＞

補強土壁の壁面が前方にはらみ出しており、壁面の移動により、橋台と補強土壁の境界が約8cm開き、隙間から壁面背面に設けられた排水層の単粒度碎石が漏出した。碎石が漏出したのは、漏出抑制のために設けられていた不織布の幅が開きに対して十分でなかったためと考えられる。

路面の段差の状況を図-2.3.1.26に示す。路面の沈下は、最大で約20cmであった。路面の沈下は限定された範囲で生じており、橋台施工時の埋戻し範囲に対応しているものと考えられる。

所在地	石川県輪島市（橋台取付擁壁）
施工年月	2020年（約4年経過）
壁面材	コンクリートパネル
壁高	8.57m
適用	橋台アプローチ部（国道）
起因地震	2024年能登半島地震
震度階級	6強（震央からの距離：38km）

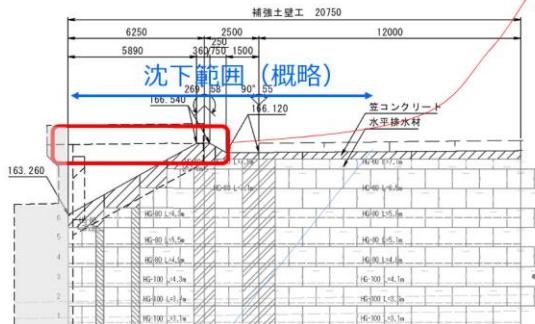
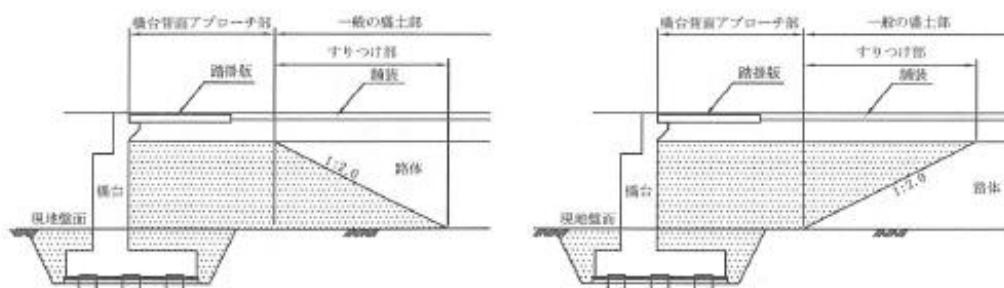


図-2.3.1.26 事例：ジ6の路面の段差の状況

＜変状の要因＞

段差が生じた主な要因は、地震動による盛土材のゆすり込み沈下によるものと考えられる。当該現場では、盛土部を先行して施工しており、橋台を施工後に橋台背面アプローチ部の施工が実施されている。平成 29 年道路橋示方書IV下部構造編 2.3.1-1)では、橋台背面アプローチ部と一般の盛土部との施工の順序は、確実な締固め施工ができる施工空間を確保でき、かつ施工時の排水処理が行いやすいことから、橋台背面アプローチ部を一般の盛土部より先に施工することが望ましいとされている（図- 2.3.1.27 参照）。



(a) 橋台背面アプローチ部先行施工の場合 (b) 一般の盛土部先行施工の場合

図-2.3.1.27 橋台アプローチ部と一般の盛土部とのすりつけの例

(6) 変形状態の類型化、変形状態ごとの分析と対応方針

(5)に示すとおり被害程度の大きい事例を抽出した結果から、橋台背面アプローチ部の補強土壁に特有の変形状態は、①沈下（段差）及び②連続する構造物と補強土壁の接合部の開き（以下「開き」）に類型化された（図-2.3.1.28）。また、令和6年能登半島地震では、②の際に、変位した壁面材と山形鋼が接触することによる橋台端部のコンクリートの欠損を確認している。

以下に、本報告書におけるぞれぞれの変形状態ごとの対応方針について示す。



図-2.3.1.28 変形状態の類型化

1) 沈下（段差）

2.3.7 項では、本項で調査した事例の段差について、段差量と震度、建設年代との関係を分析する。

また、事例等から認められる沈下（段差）の要因は、主に、a) 壁面の水平変位に対応した沈下、b) 間隙比変化による沈下、c) 基礎地盤の沈下の3つと考えられる（表-2.3.1.4）。各要因の対応方針を2.3.2項、2.3.6項、2.3.7項及び2.3.8項においてそれぞれ検討する。

なお、地震等により沈下や開き等が生じた際の対策（措置）については、措置事例を2.3.11項において紹介する。

表- 2.3.1.4 沈下（段差）の事例とその要因

	a)壁面の水平変位に対応した沈下	b)間隙比変化による沈下	c)基礎地盤の沈下
例	 <p>壁面がはらみだし面積に対応して天端に沈下が発生（等体積変形）</p>	 <p>沈下量450mm ※ ウィングに損傷や移動は無</p>	 <p>埋め戻し盛土が約33cm下がる。</p>
対応方針案	<p>⇒現行のすべり照査において担保される水平変位量を検討していく。 (遠心模型実験結果を分析)</p>	<p>⇒締固め不足が要因であると考えられることから、狭隘部でも確実な締固めが得られる方法について検討していく（事例分析）</p>	<p>⇒沈下が顕著なケースにおける基礎地盤の条件を分析していく。 (事例分析)</p>

2) 連続する構造物と補強土壁の接続部の開き

連続する構造物と補強土壁の接続部の開きの対応方針については、2.3.9 項において検討する。

(7) 崩壊の事例

令和6年能登半島地震では、石川県輪島市大谷地区の鳥川大橋（平成23年6月架）の橋台背面アプローチ部において、補強土壁を含むのり面の崩壊1件が発生した。この事例について、路面、橋台、周辺地盤及び補強土壁等の状態の把握について現地調査及び数値解析等を実施し、それらの結果に基づいて今後の対応方針(案)を整理した。

図-2.3.1.29に位置図を示す。補強土壁は、鳥川大橋のA1及びA2側に用いられていた。ここでは、特に被害の大きかったA1側を対象に、1)路面、橋台、周辺地盤等の状態、2)補強土壁の状態に着目して述べる。



図-2.3.1.29 位置図

1) 路面、橋台、周辺地盤等

調査で認められた路面、橋台及び周辺地盤等の状態について述べ、その結果に基づいて橋台及び周辺地盤に関する考察をする。

① 路面、橋台、周辺地盤等の状態

図-2.3.1.30及び図-2.3.1.31には、鳥川大橋の一般図と主な被害状況を示した。A1側及びA2側の橋台が前面側に移動し、A1側ではパラペットが桁の端部に衝突していた。A1側では、橋台背面アプローチ部を含む地盤全体が約2m移動していた。補強土壁に対し、橋台と反対側に擦りついた盛土ののり面には、目視の範囲では明らかな変状は認められなかった。その他、橋台から後方へ約300mの地点でも地盤のずれ(約0.7m)及び隆起が認められた。広く深い範囲で地盤の移動が生じていると考えられる。

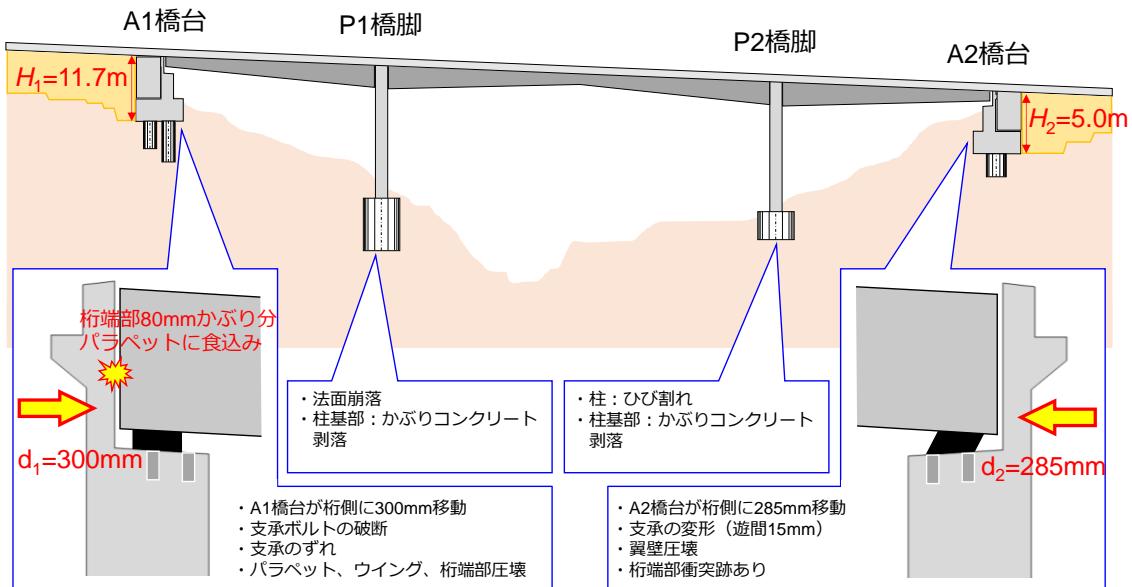


図- 2.3.1.30 令和 6 年能登半島地震における鳥川大橋の主な被害状況



図- 2.3.1.31 A1 側の路面の状態

図- 2.3.1.32 には、橋台前面の地盤の状態を示した。橋台の前面にフーチングに接して設けられた排水施設には潰れ等の変状は認められなかった。また橋台前面の地盤には引張亀裂が認められた。当時の設計資料によれば、当該斜面は流れ盤を呈する。地震によって斜面が不安定化し斜面の移動に伴って橋台及びアプローチも移動した可能性がある。

図- 2.3.1.33 には、橋台前面斜面の状況を示した。橋台前面の地盤に引張亀裂が生じていた一方で、橋台前面の斜面には、小規模な落ち込み等は認められるものの、橋台及びアプローチ部の不安定の誘因となるようなすべりの痕跡はみとめられなかった。これらのことからも、広く深い範囲で地盤の移動が生じ、橋台等に影響を及ぼした可能性が示唆される。



(a) A1 橋台前面の状況 (遠景)

(b) A1 橋台前面の状況 (近景)

図- 2.3.1.32 橋台の前面の状態

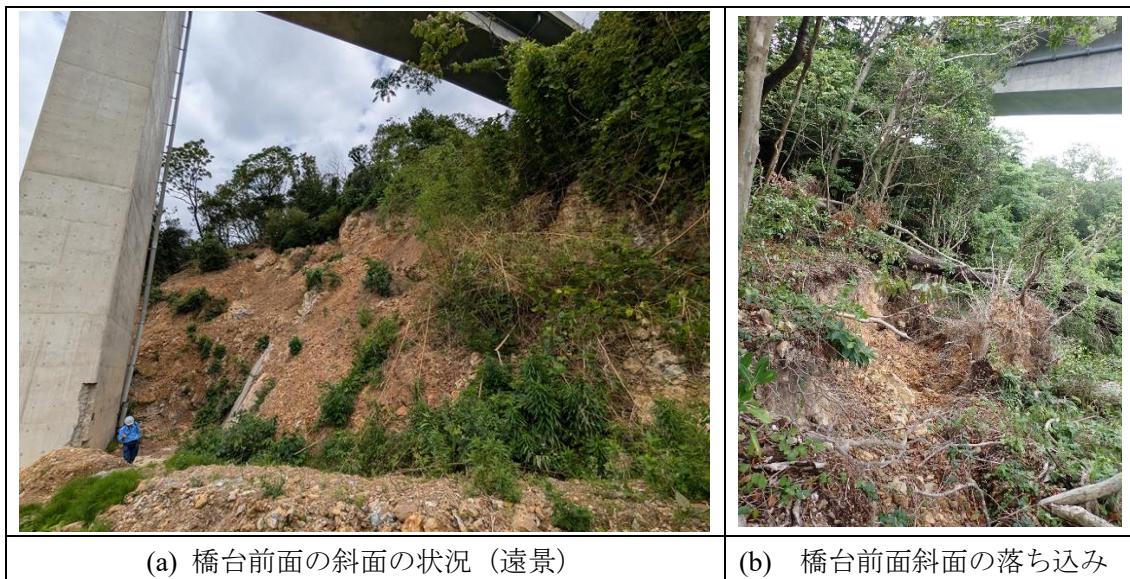


図- 2.3.1.33 橋台前面斜面の状態

さらに、図- 2.3.1.34 及び図- 2.3.1.35 に地震前後の LP データから得られた当該地域の地盤状況を示す。鳥川大橋 A1 橋台が存する地山の背後において、地震により生じたと考えられる移動の痕跡が認められる。このことから、鳥川大橋 A1 橋台が存する地山全体が水平方向に数 m 移動した可能性がある。

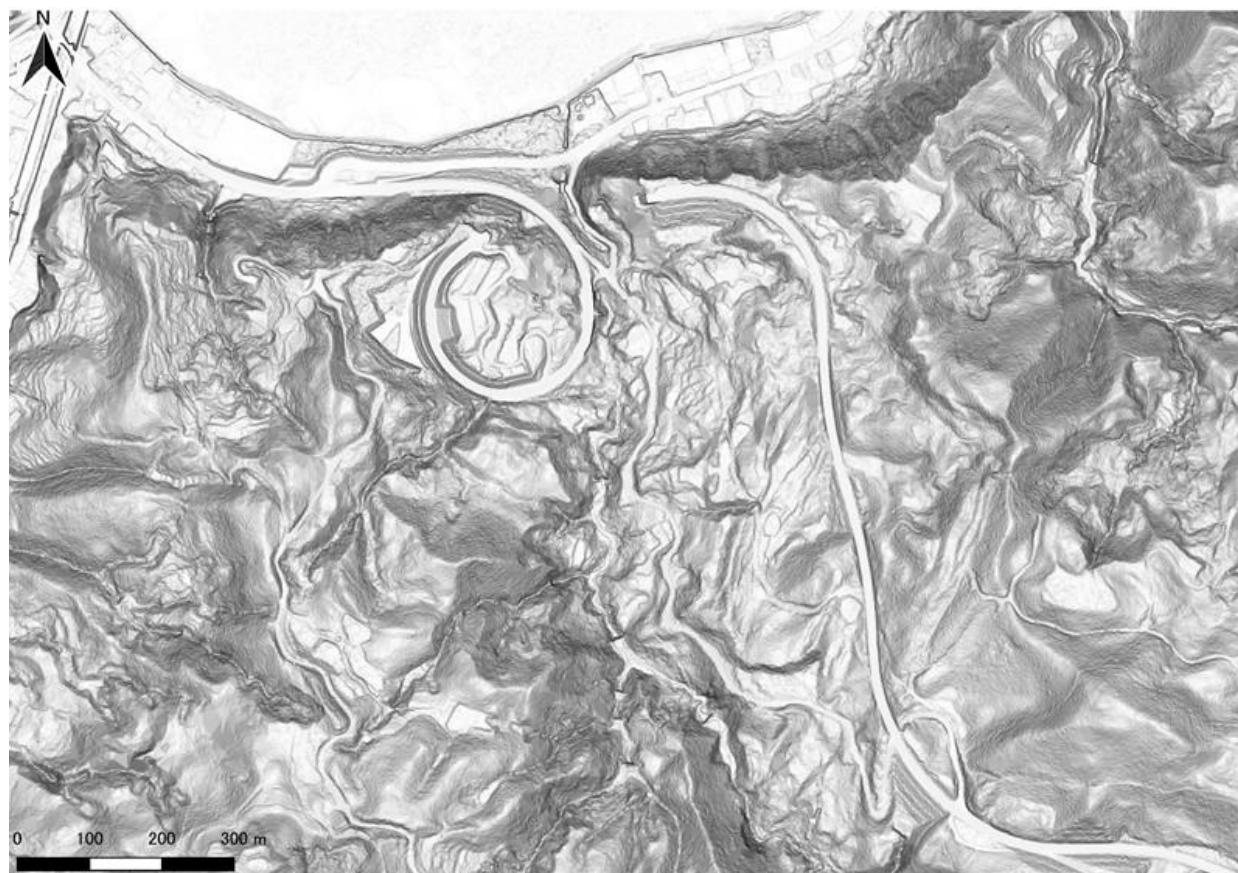


図- 2.3.1.34 地震前の LP データ (G 空間情報センターの公開データを使用) 2.3.1-8)

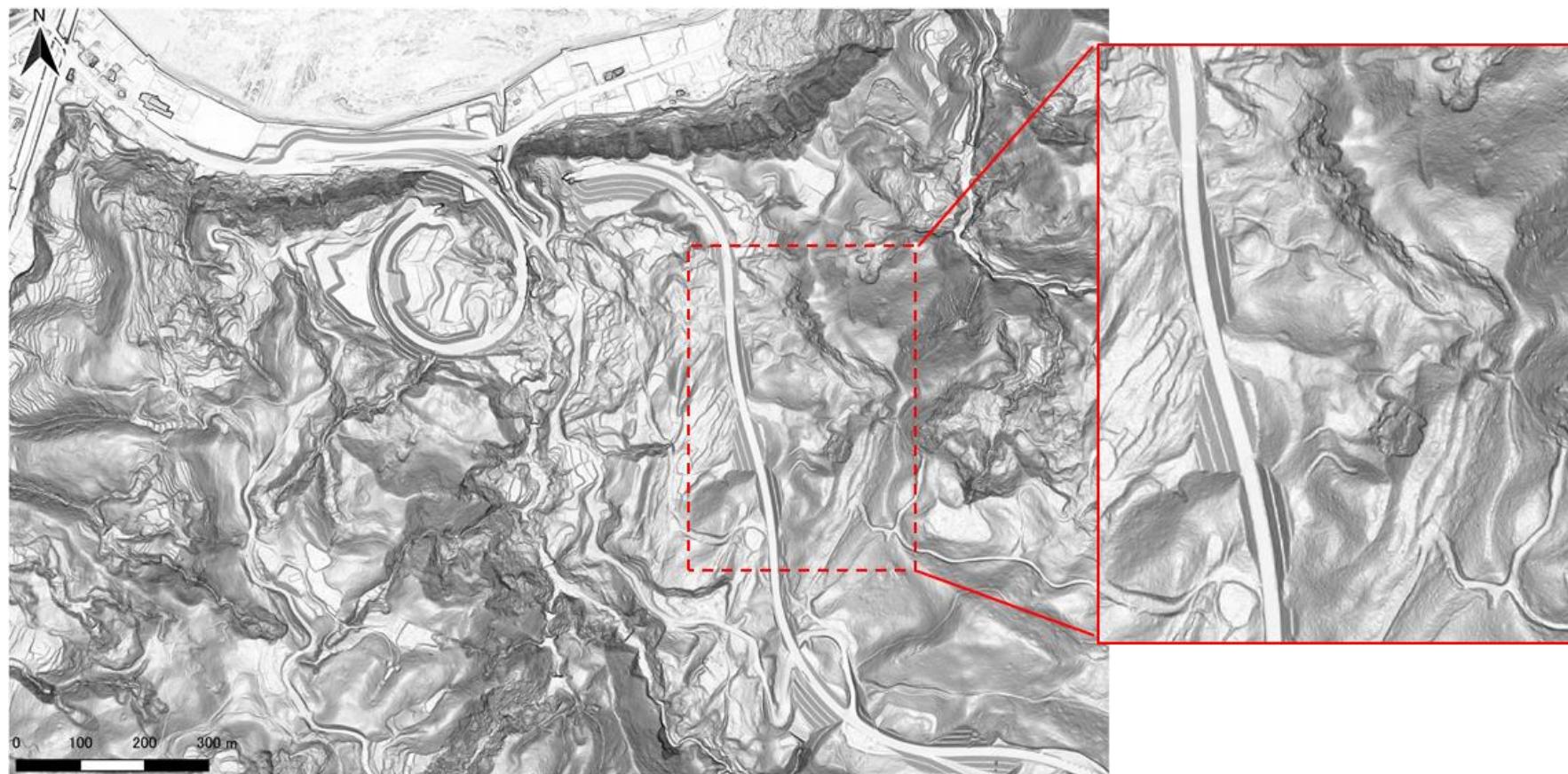


図- 2.3.1.35 地震後の LP データ (国土地理院の公開データを使用) 2.3.1-9)

②橋台及び周辺地盤に関する考察

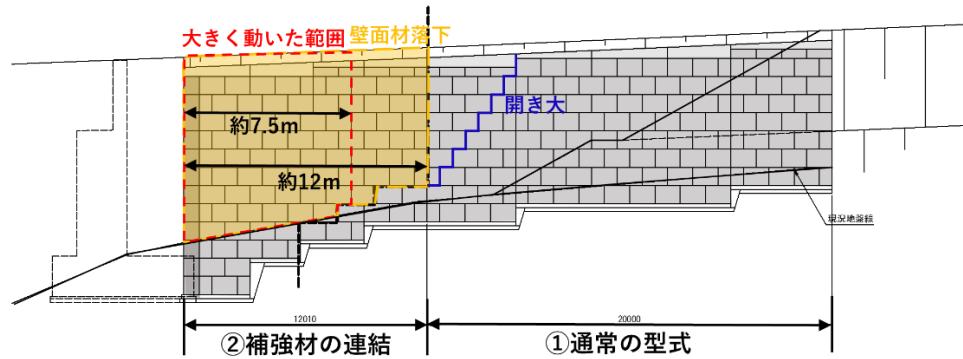
当該事例では、A1 橋台側の地盤（斜面）が地震によって不安定な状態となり、橋台及び橋台背面アプローチ部を含んだ広い範囲で地盤変動が生じ、これに伴って橋台も移動したものと考えられる。橋台と橋台背面アプローチ部の相互作用の観点に基づいて考えると、地盤変動等に伴って橋台が移動し橋台が補強土壁から遠ざかると、補強土壁の盛土材の拘束圧が減少する。橋台は上部構造を支えるだけでなく、盛土の土留めとしての役割も有していることから、地盤変動等の影響を受けた際にも、土留めとしての役割を適切に果たせるよう考慮した設計とする必要があると考えられる。

2) 補強土壁

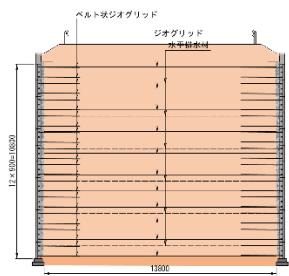
橋台背面アプローチ部（補強土壁）の構造、調査で認められた補強土壁の状態、盛土材の状態、排水施設の構造及び、有限差分法解析による簡易的なシミュレーション解析に基づいて変状メカニズム（推定）を整理したうえで、補強土壁に関する考察・対応方針(案)を示す。

①橋台背面アプローチ部（補強土壁）の構造

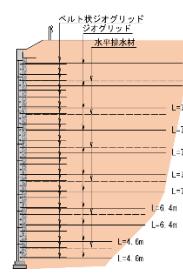
当該補強土壁の構造の概要を述べる。図- 2.3.1.36 は、当該補強土壁の正面図と横断図を示したものである。壁高は最大で約 11m であった。壁面材はコンクリート製であり、補強材にはジオグリッドが用いられていたものの、範囲によってその構造が一般的な補強土壁の構造とは異なった。橋台から延長約 12m の範囲は、両側に壁面材を有する構造となっており、一連の補強材を敷設した構造（以下、連結型という。）である。補強材の設計基準強度は補強材の設置高さによって異なりその値は 80～150kN/m であった。これよりも後方ににおいては片側に壁面を有する通常の補強土壁（通常の形式）であった。



(a) 正面図 (A1 橋台側の左側面)



(b) 補強材の連結の範囲の横断面



(c) 通常の形式の範囲の横断面

図- 2.3.1.36 補強土壁の構造の概要

②補強土壁の状態

A1 橋台側の右側面については、約 0.8m の段差が生じるとともに、数枚の壁面材が落下していた。

図- 2.3.1.37 に、A1 橋台側の左側面の写真を示す。A1 橋台側の左側面については、延長約 12m の範囲において概ねすべての壁面材が落下していた (図- 2.3.1.37(a))。この範囲は、補強材が連結されていた範囲と整合していた。延長約 12m のうち約 7.5m の範囲において、橋軸直角方向に約 4m 移動していた (図- 2.3.1.37 (b))。また、最上段付近の位置の補強材については、中央線から左側面 (崩壊側) へ約 1.4m の位置で破断していた (図- 2.3.1.37 (c))。



(a)正面の状態 (図中の線は、図- 2.3.1.36 (a)中の線に対応)



(b)側面の様子 ((a)の左側の範囲)



(c)補強材の状態

図- 2.3.1.37 補強土壁の状態 (A1 橋台側)

③盛土材の状態、排水施設

盛土材を観察したところ、現場発生土が使用されているようであった。図- 2.3.1.38 には、図- 2.3.1.37(b)に赤枠で示した範囲のクローズアップを示す。特に下部の盛土材は細粒であり、含水の量も多く少し掘ると水が滲み出した。点検ハンマーが容易にめり込むほどに泥濘化した状態であった。

図- 2.3.1.39 には、補強土壁の排水施設の例を示した。当時の設計図書によれば、当該橋台背面アプローチ部には、基盤排水層が設置されていないようであった。



図- 2.3.1.38 下部の盛土材の状態

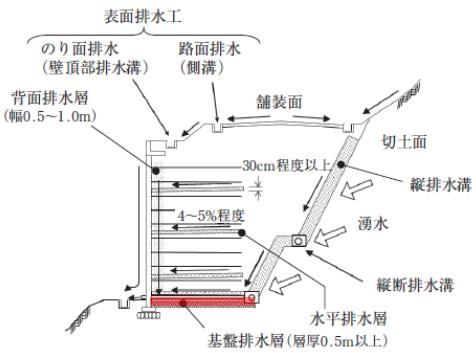


図- 2.3.1.39 補強土壁の排水施設の例 2.3.1-4

④シミュレーション解析

当該橋台背面アプローチ部の地震時の概略的な挙動を把握するために、崩壊した範囲の条件を想定した有限差分法に基づいたシミュレーション解析を実施した。

有限差分法の詳細については 2.3.5 項を参照されたい。盛土材は、ソリッド要素によりモール・クーロンの破壊基準に則る弾完全塑性体としてモデル化した。補強材はジオグリッドを面要素によって線形弾性体としてモデル化した。補強材の面剛性は、使用されていたジオグリッド製品のカタログ値等を参考に 1200kN/m とした。壁面材は鋼製枠を模擬し、厚さ 1cm のソリッド要素を用いて線形弾性体としてモデル化した。

盛土材については、土質試験結果が入手できなかったことから、現地調査時に確認した盛土材の状態を踏まえて工学的判断により表- 2.3.1.5 のように解析のパラメーターを設定した。

前述のとおり現地調査では、補強領域においてその下部に品質の悪い盛土材の存在が認められた。その範囲は現地では明らかとなっていないものの、解析上は下部に厚さ 1m で全幅にわたり、品質の悪い盛土材がある条件とした。

解析は、現地の条件を想定し補強材を連結したケースのほか、補強材が連結されている影響を調べるために、中央の位置において補強材を分割したケースについても実施した。

入力地震動には、K-net 大谷の EW 及び NS 方向成分の加速度記録を壁面直角方向に座標変換した加速度を用いた (図- 2.3.1.40)。

表- 2.3.1.5 盛土材の解析パラメーター (仮定)

	右記以外(仮定)	下部の品質の悪い盛土材(仮定)
変形係数	300 N/mm^2	150 N/mm^2
粘着力	10 kN/m^2	6 kN/m^2
内部摩擦角	40°	30°

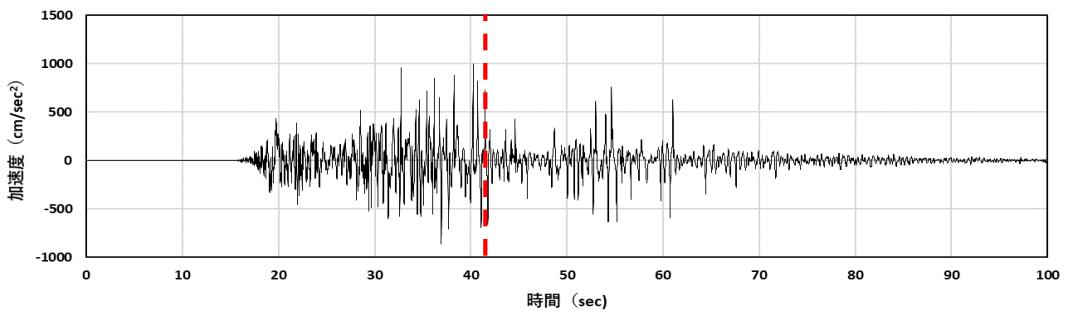


図- 2.3.1.40 入力加速度（赤線は、補強材張力が最大応答を示した時点）

残留水平変位及び補強材の張力に着目して、有限差分法解析の結果を示す。図- 2.3.1.41 は、残留水平変位のコンター図であり、図の左側が崩壊した側である。解析においても、崩壊した側（図中の左側）に向かって大きな水平変位が発生した。また、解析上大きく動いた範囲（青色が濃い範囲）の端部は、現地調査で認められた補強材の破断位置（中央から約 1.4m）と概ね整合する傾向であった。図の右下においても大きな水平変位が発生した領域が認められるものの、現地調査では大きな変位は認められず、傾向は整合していない。品質の悪い盛土材が分布する範囲が、解析で想定した条件ほどには、図中の右側には分布していない可能性や補強土壁前面の地形等の立地条件が影響した可能性等が考えられる。

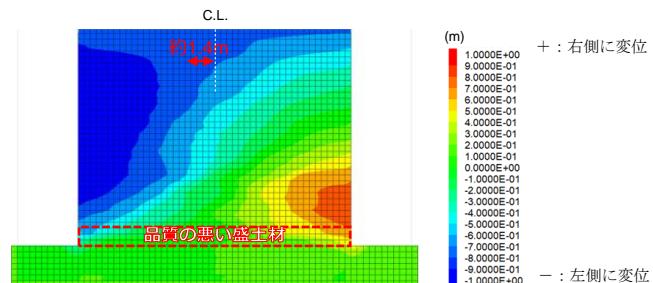
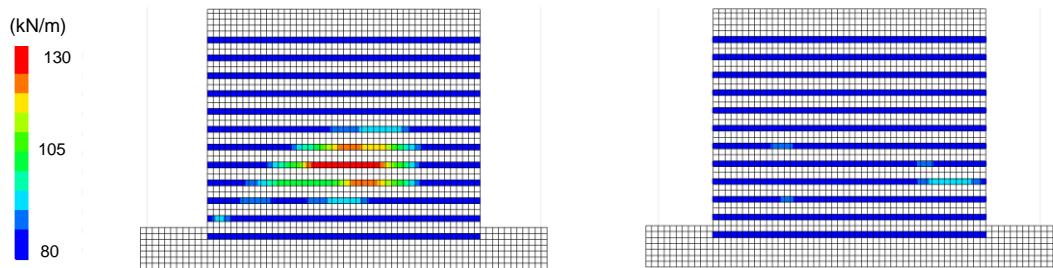


図- 2.3.1.41 残留水平変位のコンター図（下部の品質の悪い盛土材を想定した条件）

図- 2.3.1.42 は、補強材張力最大時における補強材張力のコンター図である。連結型の場合には盛土中央において設計基準強度を上回る張力が発生した。対して、補強材の配置が通常の形式であれば、令和 6 年能登半島地震の地震動に対しても補強材の張力は設計基準強度（80～150kN/m）未満であった。



(a) 補強材を連結したモデル化（現地の条件を想定）
 (b) 補強材を中心で分割してモデル化

図- 2.3.1.42 補強材張力最大時における補強材張力のコンター図（横断図）

⑤変状メカニズム（推定）

以上の結果を踏まえて変状のメカニズムを考察する。

図-2.3.1.43 に、推定される変状メカニズムを示す。まず、崩壊した側については補強領域の底部に著しく強度の小さい盛土材が存在しており、含水の量も多かった。当時の設計図書によれば、当該橋台背面アプローチ部には、基盤排水層が設置されていないようであり、これも盛土材の低強度を助長した可能性が考えられる。地震動が作用した際に、著しく強度の小さい盛土材の部分ですべりが生じ、その際に、連結型のため補強材の引き抜けが生じることなく補強材が破断し、最終的に崩壊したと考えられる。

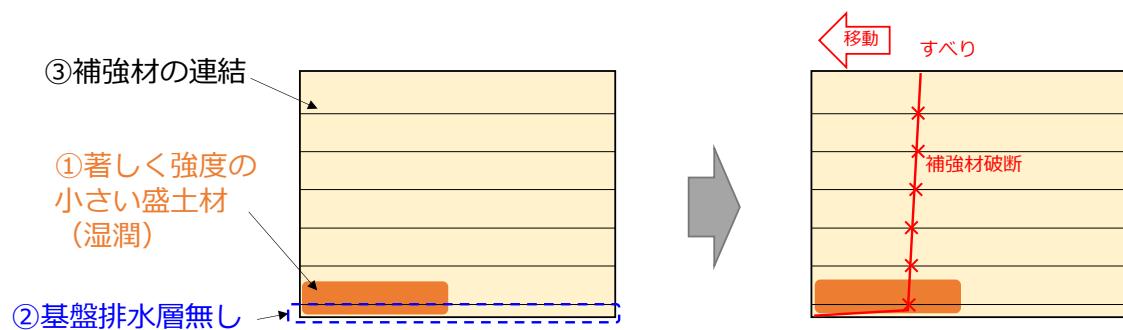


図- 2.3.1.43 推定される変状メカニズム

⑥補強土壁に関する考察・対応方針(案)

以上の結果から、変状要因の考察及び対応方針(案)を整理すると、表- 2.3.1.6 のとおりである。

表- 2.3.1.6 補強土壁に関する考察・対応方針（案）

	要因の考察	対応方針（案）
①盛土材について	<p>細粒分を多く含む著しく強度の低い盛土材が補強土壁の底部に、部分的に使用されていた。</p> <p>この部分において主にすべりが生じたと考えられる。</p>	<p>「橋台背面アプローチ部に適用することが適切な材料の仕様例(道示IV)」等に基づいた盛土材料を適用する。その際、土質試験等により設計で想定する強度定数等の条件を満足することを確認したうえで使用する。</p>
②基盤排水層について	<p>底部において盛土材が著しく湿潤していた。当該補強土壁には、底面の排水施設（基盤排水層）が設置されていなかった。</p> <p>補強土壁の内部に浸入した水を速やかに排水することができない状態であった可能性がある。</p>	<p>補強土壁の内部に浸入した水を速やかに排水するためには、基盤排水層を始めとした排水施設を設置することを原則とする（※平成24年から標準的に基盤排水層を設置することとされているが、当該補強土壁の建設当時には標準になっていなかった）。</p>
③連結型について	<p>両側にある壁面の補強材に一連の1枚の補強材を用いられた構造（以下「連結型」という）であり、この範囲内において、大きな移動等が生じていた。</p> <p>補強材が連結されていたことにより、通常の連結されていない構造と異なる応答が生じた可能性も考えられる。少なくとも、今回の事例では補強材が破断している。補強材の破断により脆的に挙動した結果、当該範囲において大きな変位が発生した可能性がある。</p>	<p>数値解析による検証の結果等によれば、連結された構造の挙動がまだ十分に明らかでないこと及び、補強材の破断が別の破壊形態に先行して発生し脆的に挙動するおそれがあることから、補強土壁としてはこれを適用しない（補強土壁のメカニズムとは異なるため）。</p>

(8) まとめ

橋台背面アプローチ部及びカルバート接続部の補強土壁の地震被災事例 790 件について整理（令和 6 年能登半島地震については、穴水町、七尾市、輪島市、珠洲市及び能登町を対象に調査を実施）した結果から得られた知見を以下に示す。

- ・震度が大きいほど被害の割合は大きい傾向で、既往の盛土の被害事例と比べると、今回の分析では、被害の割合は盛土が補強土壁より多い。令和 6 年能登半島地震では、補強土壁の大被害が 1 件確認された。
- ・被害程度の大きい事例を抽出した結果、その変状形態は、①②に類型化された。なお、②に起因して、盛土材の漏出及び変位した壁面材と山形鋼が接触することによる橋台端部のコンクリートの欠損が確認された。
 - ①沈下（段差）
 - ②連続する構造物と補強土壁の間の開き
- ・事例等から認められる沈下の要因は、a) 壁面の水平変位に対応した沈下、b) 間隙比変化による沈下、c) 基礎地盤の沈下と考えられ、それぞれについて 2.3.2 項、2.3.6 項、2.3.7 項及び 2.3.8 項において検討する。
- ・連続する構造物と補強土壁の間の開きへの対応方針については、2.3.9 項において検討する。

令和 6 年能登半島地震で橋台背面アプローチ部において崩壊した事例について、路面、橋台、周辺地盤及び補強土壁等の状態について現地調査及び数値解析等を実施し、それらの結果に基づいて今後の対応方針(案)を整理した。以下に得られた知見を以下に示す。

＜路面、橋台、周辺地盤等の状態について＞

- ・橋台が前面側へ移動することで、補強土壁の盛土材の拘束圧が減少しやすくなる。橋台は上部構造を支えるだけでなく、盛土の土留めとしての役割も有していることから、地盤変動等の影響を受けた際にも、土留めとしての役割を適切に果たせるように考慮した設計とする必要があると考えられる。

＜補強土壁の状態について＞

- ・現地調査及びシミュレーション解析の結果に基づくと、崩壊の要因は①著しく強度の低い盛土材、②基盤排水層の未設置、③補強材の連結であると考えられる。これらの要因に対する対応方針（案）をまとめると次のとおりである。

①に対しては、「橋台背面アプローチ部に適用することが適切な材料の仕様例(道示 IV)」等に基づいた盛土材料を適用し、その際土質試験等により設計で想定する強度定数等の条件を満足することを確認したうえで使用する。

②については、基盤排水層を始めとした排水施設を設置することを原則とする。

③補強材の両側にある壁面への一連の連結構造を選定する場合には、補強土壁としてはこれを適用しない（連結型とした場合、補強材の破断が別の破壊形態に先行して発生し脆的に挙動するおそれ）。

参考文献

- 2.3.1-1) 公益社団法人 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, 丸善出版, 2017
- 2.3.1-2) 佐々木哲也, 榎本忠夫:道路盛土の地震被害事例に基づく被災要因分析, 地盤工学研究発表会, 2010
- 2.3.1-3) 公益社団法人 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, 丸善出版, 2012
- 2.3.1-4) 公益社団法人日本道路協会:道路土工－擁壁工指針, 丸善出版, 2012
- 2.3.1-5) 一般財団法人大木研究センター: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, 2014
- 2.3.1-6) 一般財団法人大木研究センター:多数アンカー式補強土壁工法 設計・施工マニュアル第4版, 2014
- 2.3.1-7) 一般財団法人大木研究センター:ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル第二回改訂版, 2013
- 2.3.1-8) G 空間情報センター: [\(2024.10/31 時点\)](https://www.geospatial.jp/ckan/dataset/2024-notoearthquake-pc)
- 2.3.1-9) 国 土 地 理 院 : [\(2024.10.31 時点\)](https://www.gsi.go.jp/BOUSA/20240101_noto_earthquake.html)

2.3.2. 現行設計法に基づいて設計された補強土壁のレベル2地震動に対する安全性の検証

(1) はじめに

補強土壁の設計は、用いられる材料に安全側の強度定数を設定しつつ、2.1節で示した許容応力度照査及び安全率照査によって行われてきた。しかしながら、これによって、道路盛土としての性能の観点で定量的にどのような状態にとどまり、その状態が限界状態に対してどの程度安全かということは定量的に明らかでない。ここでは、地震の際における補強土壁の安全性及び変位の程度を定量的に明らかにすることを目的に、現行設計に基づいて構築された補強土壁が、レベル2地震動に対してどのような状態にとどまり、及び限界状態に対してどの程度の安全であるのかを実験的に検証する。また、地震動を受けた際の補強土壁の変状は、大きく分けて「補強領域を通るすべり」と「補強材等の破断」によるものに区別できると考えられる。ここでは主に、補強材の張力及び壁面の水平変位に着目し、現行設計に基づいて構築された補強土壁が補強材の降伏及び補強領域を通るすべりのいずれが先行して発生するかなどについて分析する。さらに、以上の結果に基づいて修復の判断の方法等について検討する。

なお、本項において、「現行設計に基づいて構築された補強土壁」とは、2.1節に示した排水施設の設置等の前提条件を満たしたうえで、各照査項目を満足した補強土壁のことを表す。

(2) 遠心模型実験結果の整理の方法・挙動の評価指標の設定

ここでは、地震動に起因した水平力を受ける補強土壁の基本的な挙動を調べる。具体的には、既往の動的遠心模型実験の結果に基づいて、地震動に起因した水平力を受ける補強土壁の挙動を概観したうえで、補強領域を通るすべりと補強材の張力の応答に着目し、これらの挙動を評価するために適した工学的指標を定義する。さらに、各種の条件の異なる12ケースの動的遠心模型実験の結果から、補強盛土の変状の進展、フロントブロック重心位置の水平変位とフロントブロックの平均応答加速度関係及び補強材の張力に着目し、地震動に起因した水平力を受ける補強土壁の挙動と補強材の抵抗メカニズムについて考察した。

1) 分析対象及び遠心模型実験の概要

a) 分析対象となる遠心模型実験ケース

分析に当たっては、補強材の引張剛性や引抜き抵抗特性、盛土材の種類・状態、入力地震動等が異なる条件において平成24年度から土木研究所で行われた補強土壁の動的遠心模型実験10ケースに加え、本共同研究で新たに実施した4ケース、計14ケースを対象に分析を行った。表-2.3.2.1に分析した遠心模型実験のケース一覧を示す。各ケースの内訳は、ジオテキスタイル補強土壁が6ケース、帯鋼補強土壁が5ケース、アンカー補強土壁が3ケースである。補強材長や入力地震動の組み合わせをパラメーターとして実験ケースを設定した。

表-2.3.2.1 分析対象とした遠心模型実験のケース一覧

ケース	実施年度	地盤条件		壁高(m)	補強材			安定補助材		法勾配	入力波形
		基礎地盤	背面地盤		材料	長さ(m)	本数	長さ(m)	本数		
GW20	H25	珪砂7号 (Dr=90%)	珪砂7号 (Dr=80%)	8.0	ジオテキスタイル	6.0	8	1.5	8	0.22	正弦波 L2211
GW21	H25	珪砂7号 (Dr=90%)	珪砂7号 (Dr=80%)	8.0	ジオテキスタイル	2.3	8	1.5	8	0.22	正弦波 L2211
GW29	H27	珪砂7号 (Dr=90%)	珪砂7号 (Dr=80%)	8.0	ジオテキスタイル	3.1	8	1.5	8	0.22	正弦波 L2211
GW36	R4	珪砂7号 (Dr=90%)	珪砂7号 (Dr=80%)	8.0	ジオテキスタイル	3.1	8	1.5	8	直壁	L11 L2112 L2211 正弦波
GW37	R5	珪砂7号 (Dr=90%)	珪砂7号 (Dr=80%)	8.0	ジオテキスタイル	6.0	8	1.5	8	0.22	L11 L2112 L2211 正弦波
GW38	R5	珪砂7号 (Dr=90%)	珪砂7号 (Dr=80%)	8.0	ジオテキスタイル	4.8	8	1.5	8	0.22	L11 L2112 L2211 正弦波
SS01	H24	珪砂7号 (Dr=90%)	珪砂7号 (Dr=80%)	7.5	SM490A (リン青銅)	5.0~7.5	10	-	-	直壁	正弦波 L2211
SS03	R1	珪砂7号 (Dr=90%)	珪砂7号 (Dr=80%)	7.5	SM490A (リン青銅)	4.0	10	-	-	直壁	正弦波
SS04	R2	珪砂7号 (Dr=90%)	珪砂7号 (Dr=80%)	7.5+3.6	SM490A (リン青銅)	4.0	10	-	-	直壁	正弦波
SS08	H28	珪砂7号 (Dr=90%)	珪砂7号 (Dr=80%)	7.5	SM490A (リン青銅)	4.0~5.5	10	-	-	直壁	正弦波 L2211
SS09	H29	珪砂7号 (Dr=90%)	珪砂7号 (Dr=80%)	12.0	SM490A (リン青銅)	5.0~8.5	16	-	-	直壁	正弦波 L2211
MA01	H29	珪砂7号 (Dr=90%)	珪砂7号 (Dr=70%)	8.0+0.5	SNR490B (真鍮)	3.5~6.0	9	-	-	直壁	正弦波
MA04	R5	珪砂7号 (Dr=90%)	珪砂7号 (Dr=70%)	8.0+0.5	SNR490B (アルミ合金)	3.5	9	-	-	直壁	L11 L2112 L2211 正弦波
MA05	R5	珪砂7号 (Dr=90%)	珪砂7号 (Dr=70%)	8.0+0.5	SNR490B (アルミ合金)	3.5~6.0	9	-	-	直壁	L11 L2112 L2211 正弦波

b) 遠心模型実験の概要

図-2.3.2.1 に、各工法を想定した模型の代表的な断面形状（現行設計に基づいて補強材長を設定したケース、意図的にこれより補強材長を短くしたケース）を示す。実験模型には、盛土材の応答を計測するための加速度計、土圧計及び変位計が、補強材の応答を計測するためのひずみゲージが、壁面材の応答を計測するための加速度計及び壁面材の基礎の地盤反力を計測するための 2 方向ロードセルがそれぞれ設置され、地震動入力時の各値を計測した。

遠心模型実験は、遠心加速度 20G (G は重力加速度) の遠心場において、補強土壁の面外方向に地震動を入力し、上記の計測機器を用いて補強土壁の地震時挙動を計測した。図-2.3.2.2 に入力した地震動の波形を、図-2.3.2.3 に遠心模型実験における加振ステップの一例を示す。遠心模型実験においては、正弦波及び地震波を入力して地震時の応答を計測した。加振ステップは、正弦波による加振前、もしくは正弦波による加振ですべり始めた状態（定義については後述する。）が確認されたのちに、レベル 2 地震動を 1 種類もしくは 2 種類の波形を入力した。正弦波は加速度振幅が徐々に大きくなるように段階的に入力した。このほか、詳細な実験方法については参考文献 2.3.2-1) を参照されたい。

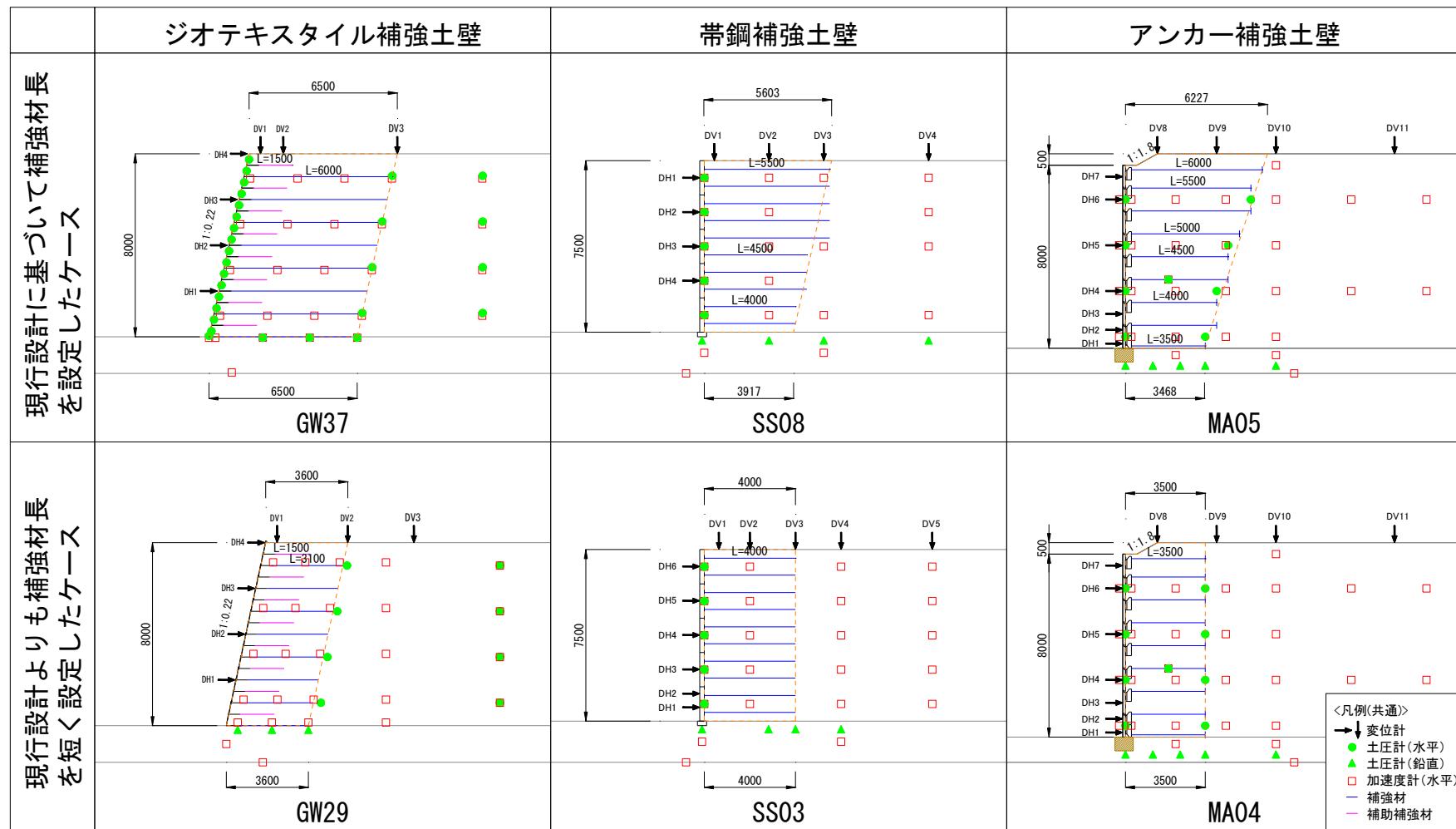


図-2.3.2.1 各ケースの代表的な断面形状

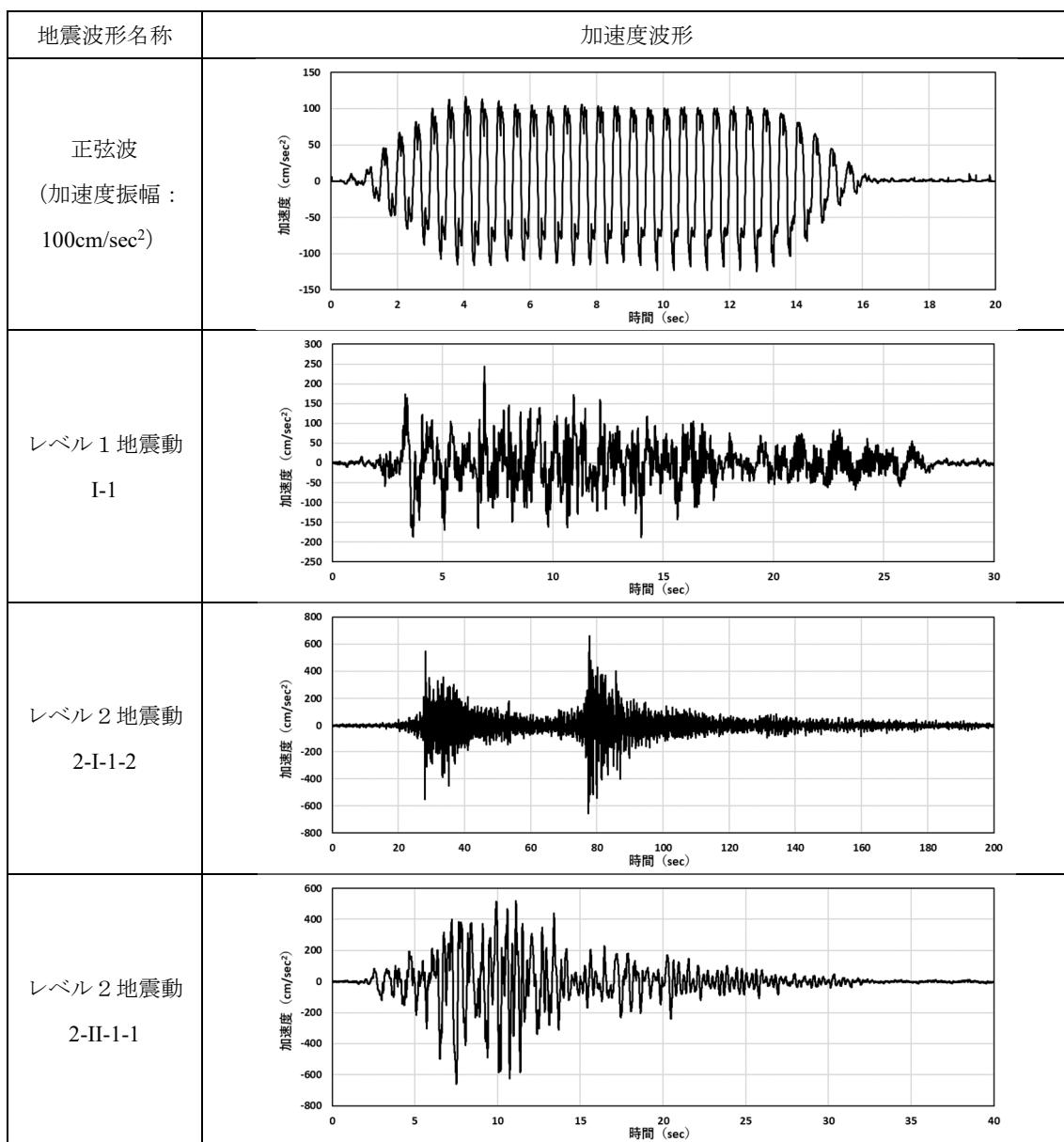


図-2.3.2.2 遠心模型実験に用いた入力地震動の加速度波形

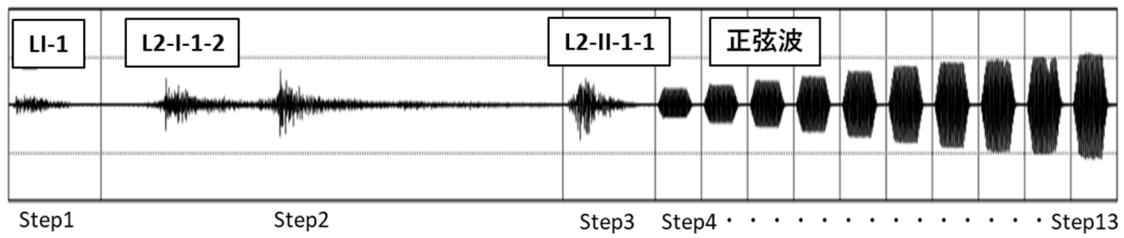


図-2.3.2.3 遠心模型実験における加振ステップ（例）

2) 評価指標とその算出方法

本分析では、以下のような地震動に起因した慣性力により生じる補強土壁の挙動及び状態を、盛土材の変形及び補強材の応答（張力）に着目して評価することとし、ここでは、それぞれの評価指標の計測方法及び算出方法について以下に示す。

遠心模型実験においては、土槽のガラス面側の盛土材に設置した標点の画像を高速度カメラにより撮影し、これを画像解析（PTV: Particle Tracking Velocimetry）することで盛土材の変位及びひずみを算出した。

図-2.3.2.4 に地震応答中の慣性力ピーク（壁面前方へ変位）時の模型の状態の例を示す。実験における補強土壁の挙動は、工法の違いにかかわらず図-2.3.2.4 に示すように補強領域と背面地盤に2直線のすべりが発生し、壁面が前面側にはらみ出した。このような挙動特徴を踏まえて、補強土壁の地震応答中の挙動を評価する指標として、補強領域内に生じたすべり線より上の部分（以下、フロントブロックという。）の平均的な応答加速度、フロントブロックの重心位置の水平変位、フロントブロックの底辺に生じる平均的な最大せん断ひずみ及び補強材の張力を選定した。

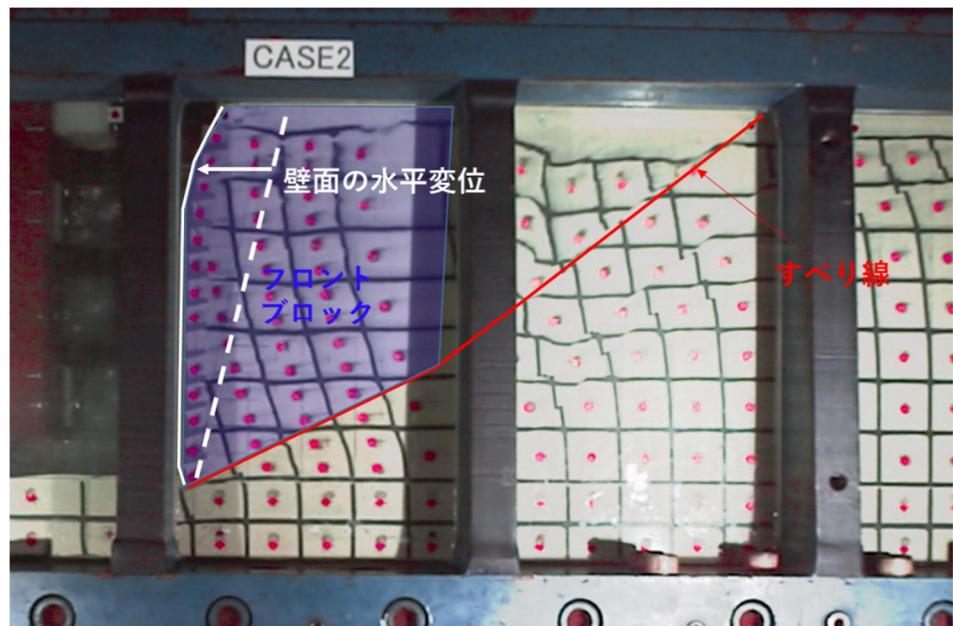


図-2.3.2.4 地震動を受けた補強土壁の挙動例 (GW20)

a) フロントブロックの平均応答（水平）加速度

ここでは、力に関する補強領域の応答を代表させる指標として、フロントブロックの平均的な応答水平加速度を算出した。

図-2.3.2.5 は、フロントブロックの平均応答加速度の算出方法の概要図である。盛土材の中に設置したそれぞれの加速度計がフロントブロック内において代表する面積をボロノイ分割（平面上に設定された「母点」に基づいて、どの母点に最も近いかによって平面上の座標空間を分割する手法）により定義した。それぞれの加速度計で得た水平加速度の応答値を代表する面積の大きさに応じて重みづけした値（以下「面積加重平均」という。）を式(1)によって算出し、これをフロントブロックの平均応答加速度とした。

$$A_{\text{Have}} = \frac{\sum (A_{H,i} \cdot a_{a,i})}{\sum a_{a,i}} \quad (1)$$

ここで、 A_{Have} はフロントブロックの平均応答加速度、 $A_{H,i}$ は i 番目の加速度計による水平方向の応答加速度、 a_i は i 番目の加速度計が代表する面積である。

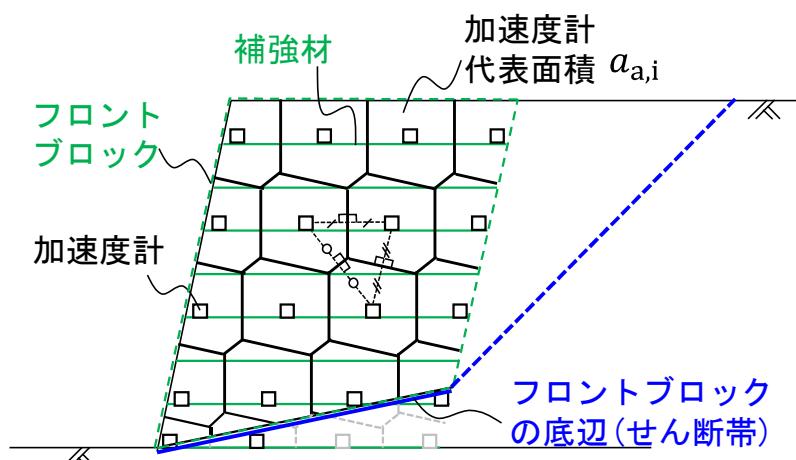


図-2.3.2.5 平均応答加速度の算出方法

平均応答加速度の算出に際し、実験において補強領域に生じるすべり線が目視で明らかに判別できる場合は、これをフロントブロックの底辺とした。すべり線が明確に判別できない場合については、画像解析から算出した最大せん断ひずみのセンター図によって、最大せん断ひずみが集中している範囲をフロントブロックの底辺とした。

b) フロントブロックの重心位置の水平変位

変位に関する補強領域の応答を代表させる指標として、フロントブロックの重心位置の高さにおける壁面の水平変位 D_{HG} を算出した。フロントブロックの重心位置は、図-2.3.2.5 に示したフロントブロックの形状から幾何的に算出した。後述のとおり、フロントブロックでは単純せん断変形とすべり線位置でのすべり変位が卓越したことから、このような変位及び変形の形態においては重心位置の水平変位は壁面の水平変位にある程度等しいと考えることができる。したがって、ここでは重心位置の水平変位をその高さにおける壁面の水平変位で代用し、壁面において重心位置をまたいで上下に設置された 2 つの変位計の計測結果から、重心位置の高さと変位計の位置関係を考慮して線形で補間し、算出した。

c) 盛土材のひずみ

盛土材の変形を把握するために、土槽ガラス面側に標線及び標点（図-2.3.2.4 中の黒線及び赤点）を配した。その間隔は、模型ごとに補強材の配置等の条件を考慮したうえで、縦横それぞれ約 40~50 mm とした。高速度カメラで撮影した画像を使用し、この標点に対して画像解析（PTV）を行うことで座標を求めた。四角形 4 節点要素を用いて最初の載荷ステップの開始直前と各載荷ステップの振動応答ピーク時についてひずみを算出した。さらに、図-2.3.2.5 に示したフロントブロックの底辺に生じる平均的な最大せん断ひずみ γ_{max} の大きさを求めるために、フロントブロックの底辺をまたぐ要素を対象に、式(2)により最大せん断ひずみの面積加重平均を算出した。

$$\gamma_{max} = \frac{\sum(\gamma_{max,i} \cdot a_{s,i})}{\sum a_{s,i}} \quad (2)$$

ここで、 $\gamma_{max,i}$ はフロントブロックの底辺をまたぐ要素のうち i 番目の要素の最大せん断ひずみ、 $a_{s,i}$ は i 番目の要素の面積である。

d) 補強材の張力

補強材の応答を把握するために、補強材の表裏にひずみゲージを設置し、加振中の補強材の挙動を計測した。ひずみゲージにより計測した補強材の軸ひずみから、補強材に作用する張力 T_{ij} を換算し、長さ方向に最大となる値を各段の補強材張力の代表値 $T_{i,max}$ として整理した。本検討においては、壁面に作用する土圧を補強材が負担していると仮定し、補強材 1 本あたりに作用する張力を分担面積（鉛直方向間隔 × 水平方向間隔）で除した値を用いている。軸ひずみから張力への換算は式(3)により算出した。

$$T_{ij} = \frac{E \cdot \varepsilon_{ij} \cdot t \cdot b}{\Delta H_i \cdot \Delta B_i} \quad (3)$$

ここに、 E は補強材の剛性、 ε_{ij} は i 段目の j 番目位置における補強材の軸ひずみ、 t は補強材の厚さ、 b は補強材幅（ジオテキスタイルの場合には単位幅とする）、 ΔH_i は補強材の鉛直方向間隔（鉛直方向の分担高さ）、 ΔB_i は補強材の水平方向間隔（水平方向の分担幅、ジオ

テキスタイルの場合は単位幅とする。) である。

また、壁高や盛土材料の差異による影響を排除し、横断的に補強材の張力を評価する指標として、上記により算出した各段の補強材の張力の最大値 $T_{i,max}$ を土被り荷重で除した値(以下「疑似土圧係数」という。)を式(4)により算出した。

$$K_{T,i} = \frac{T_{i,max}}{\gamma z_i} \quad (4)$$

ここで、 $K_{T,i}$ は各段の疑似土圧係数、 γ は補強領域の盛土材の単位体積重量、 $T_{i,max}$ は i 段目の補強材に発生する張力の最大値、 Z_i は i 段目の補強材の深さである。

e) すべり降伏震度比及び補強材張力の降伏強度比

補強土壁がすべり破壊及び補強材の降伏(破断)といった限界状態に対し、どの程度の安全性を有しているかを把握するための指標として、すべり降伏震度比と補強材張力の降伏強度比を算出した。

すべり破壊に対する指標として、2.3.2(3)1)で後述するすべり始める状態(A点の状態)の平均応答加速度を重力加速度で除した値を降伏震度 k_{hys} と定義し、また、ある時点におけるフロントブロックの重心位置の平均応答加速度 A_{Have} を重力加速度で除した水平震度 k_h と、降伏震度 k_{hys} の比 k_h/k_{hys} をすべり降伏震度比と定義し、整理した。

また、補強材の降伏(破断)に対する指標として、ある時点における全補強材に発生する補強材張力の最大値 T_{maxmax} と、補強材張力の制限値 T_y の比 T_{maxmax}/T_y を補強材の降伏強度比と定義し、整理した。補強材の制限値は、帶鋼補強土壁とアンカー補強土壁については降伏強度、ジオテキスタイル補強土壁については品質管理強度 (JIS L 1908「ジオテキスタイル試験方法」において基準となる強度) として定義した。

(3) 遠心模型実験結果

遠心模型実験の結果を補強盛土の変状の進展、フロントブロック重心位置の水平変位とフロントブロックの平均応答加速度関係及び補強材の張力に着目して整理したうえで、地震動に起因した水平力を受ける補強土壁の挙動と補強材の抵抗メカニズムについて考察する。

1) 補強土壁の変状の進展

図-2.3.2.6 は、高速度カメラの画像に基づいて目視によって補強領域にすべり線を確認した時点の最大せん断ひずみ γ_{\max} の分布及びすべり線の位置を示したものである（ここでは、各工法の代表 1 ケースについて示す。）なお、GW20 では明確なすべり線が認められなかつたことから、後述する A 点のタイミングにおいて上記の(2)の方法によって特定したフロントブロックの底辺の位置をすべり線の代わりに示している。文献 2.3.2-1) によれば、地震時に補強土壁の補強領域に生じる変形は、I せん断変形、II 伸長変形、III すべり変形によって構成される。変形初期には I が主体であるが、いったんすべりが生じると III が優勢となる。

本検討で分析対象とした実験においても概ね同様な傾向が認められた。すなわち、補強領域のせん断変形が発生した後、まず補強領域の背面にすべり線（図-2.3.2.6 中の青実線）が生じ、これが下段の補強材をまたいで補強領域を通るすべりに進展した。すべり形状はいわゆる 2 直線 (2Wedge) 形のすべりである。外形上は天端沈下のほか壁面のはらみ出しが生じた。

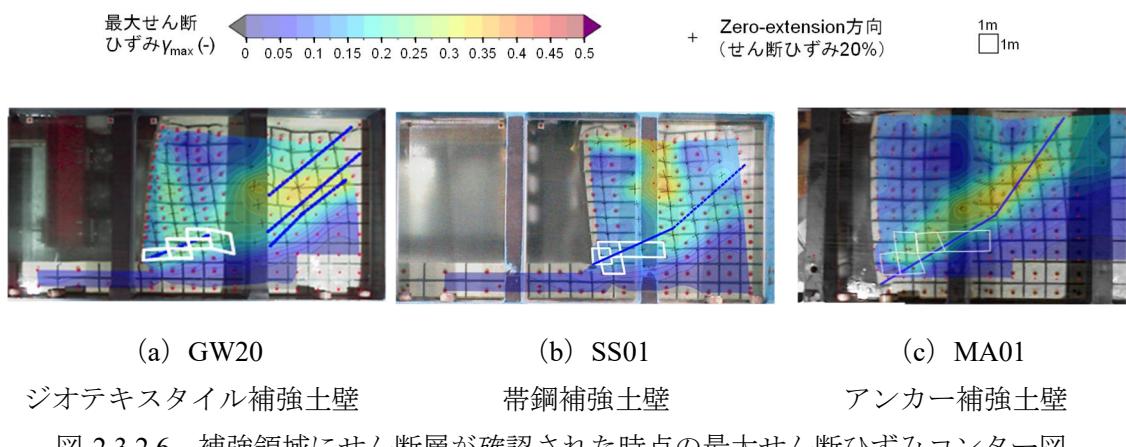


図-2.3.2.6 補強領域にせん断層が確認された時点の最大せん断ひずみセンター図

2) フロントブロック重心位置の水平変位とフロントブロックの平均応答加速度関係（性能曲線）

ここでは、2.3.2(2)2)a)、b)の方法で算出したフロントブロック重心位置の水平変位とフロントブロックの平均応答加速度の関係を整理した。

図-2.3.2.7 は本分析で対象とした 15 ケースの水平変位と平均応答加速度の関係である。図において、履歴曲線を灰色実線で、フロントブロックが主働状態にあるとき（図の縦軸正側）の包絡線を黒実線で示している。以降、この包絡線を性能曲線という。性能曲線に着目すると最初は平均応答加速度の増加に対し水平変位も漸増するが、あるところを境に水平変位の増加に対し平均応答加速度の増加は緩慢になり、最後には水平変位のみ増加する傾向にあった。また、全工法に共通して補強材が相対的に短いケースほど荷重変位関係が下側にあり、平均応答加速度の最大値が小さい傾向が認められる。

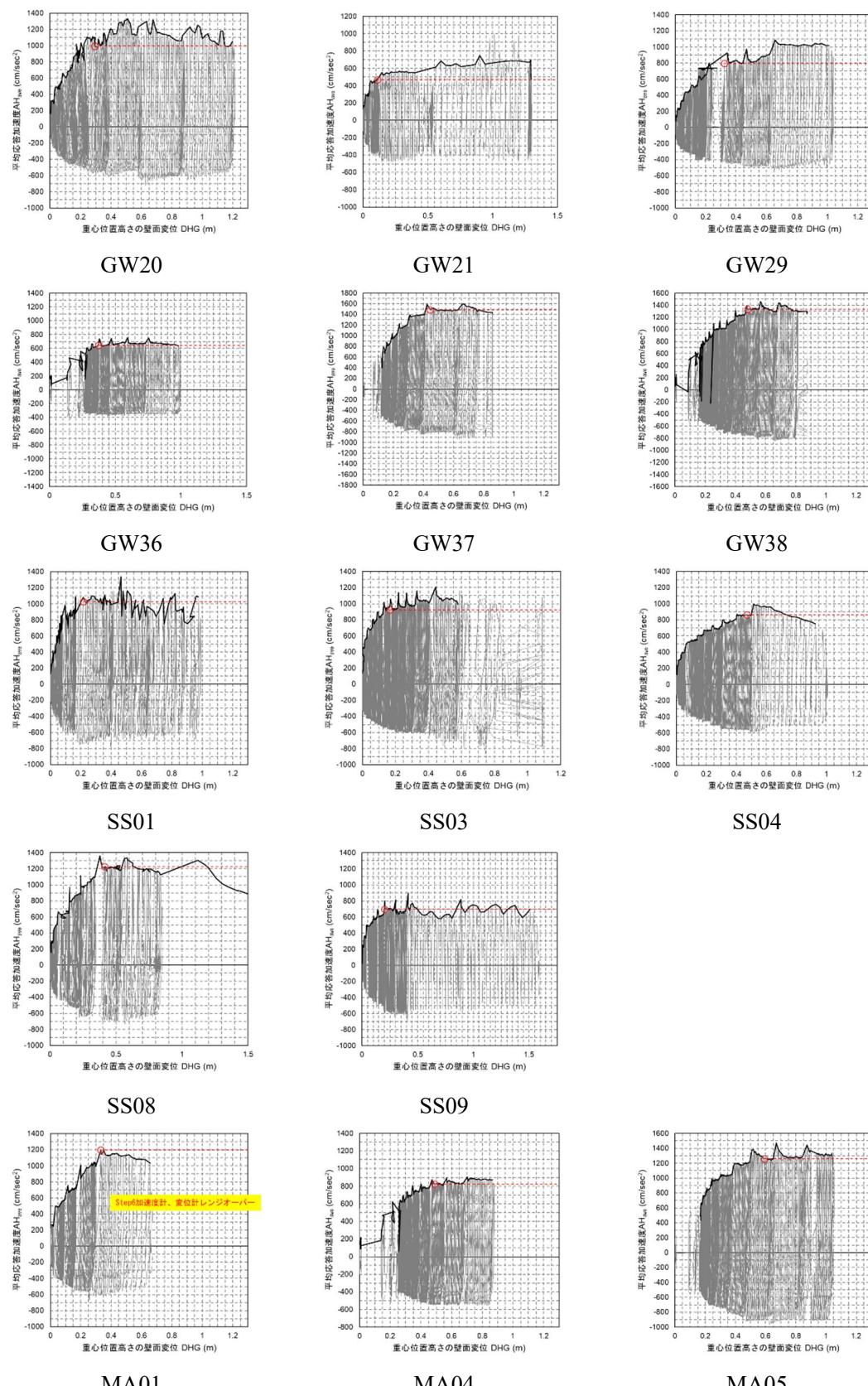


図-2.3.2.7 各ケースの性能曲線

3) すべりはじめる状態の特定

ここでは、性能曲線に基づいたすべりに関する状態の限界点を工学的に設定する。ここでいう限界点は、いわゆる限界状態設計法における限界状態を工学的指標で表したものと基本的には同義である。限界状態設計法は国内外の様々な構造物の技術基準類において導入されている。例えば、道路土工構造物技術基準・同解説^{2.3.2-2)}では、盛土を例に挙げれば性能1の限界状態はA「盛土の力学特性に大きな変化が生じず、かつ路面から要求される変位にとどまる限界の状態」、性能3の限界状態はB「隣接する施設等へ甚大な影響を与えるような過大な変形や損傷が生じない限界の状態」と定義されている。道路橋示方書・同解説^{2.3.2-3)}では、下部構造を構成する部材等の限界状態の一部を例示すれば、A「部材等の挙動が可逆性を有する限界の状態（限界状態1）」やB「部材等の挙動が可逆性を失うものの、耐荷力を完全には失わない限界の状態（限界状態3）」と定義されている。また文献^{2.3.2-4)}においては、荷重と変位・変形により表現される性能曲線において、A 残留変位・変形が生じ始める点、B 残留変位・変形が著しく増大する（崩壊する）点の概念が示されている。

これらを参考にして、力学的な特性に即した状態として補強土壁のすべりに関する限界点を整理する。

主に粒状体である土で構成される補強土壁等の土工構造物には、鉄やコンクリートと違い厳密には弾性範囲というものが存在しないが、前述の基準等^{2.3.2-2～2.3.2-4)}の定義に示すような残留変位及び変形が急激に増加しはじめる点を定めることは可能であり、図-2.3.2.8のA点を設定するという方法が考えられる。工学的には、A点までの範囲であれば補強土壁の力学的な特性に大きな変化は生じておらず、この程度の変位や変形は構造的にも機能的にも支障のないものと考えることができる。A点の状態をすべりに関する現象において解釈すれば、すべり降伏点（すべり始めない限界の状態）と言える。

性能曲線上においてA点を定量的に評価する方法を以下に示す。A点を算出する方法は2つ考えられる。1つは、A点を性能曲線の初期勾配から2次勾配への変曲点と考え、性能曲線を観察し、この点を手動で探索する方法、もう1つは性能曲線を簡易な数学モデルによってフィッティングし、その結果からA点を求める方法である。

A点を性能曲線の初期勾配から2次勾配への変曲点と考え、性能曲線を観察し、この点を手動で探索する方法としては、例えば、杭基礎の降伏支持力を特定する方法^{2.3.2-5)}の一つがこれにあたる。本分析においても、この方法を参考にしてA点の評価をすることとした。具体的には、図-2.3.2.9のように平均加速度と水平変位の関係のグラフを両対数軸で表記し、性能曲線に沿った2本の直線の交点を読み取って、これをA点とした。

既往の研究^{2.3.2-4)}では、以上のようにして求めたA点に対し、フロントブロックにすべり線が目視により確認された時点（以下「S点」という。）のフロントブロックの重心位置における平均応答加速度と水平変位を比較すると、平均応答加速度についてはS点とA点はよく対応しているが、水平変位については、A点はS点に対し0.63倍程度の水平変位しかなく、ばらつきも大きいことが明らかとなっている。つまり、すべり線が目視で確認された

時点は必ずしもすべり降伏点に対応しているとは限らず、補強土壁のすべり破壊を評価する際にはいかに A 点を評価するかが重要である。

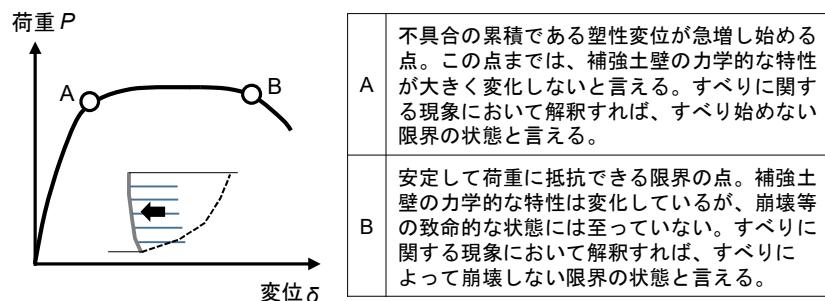


図- 2.3.2.8 水平力を受ける補強土壁の荷重-変位曲線（性能曲線）の模式図

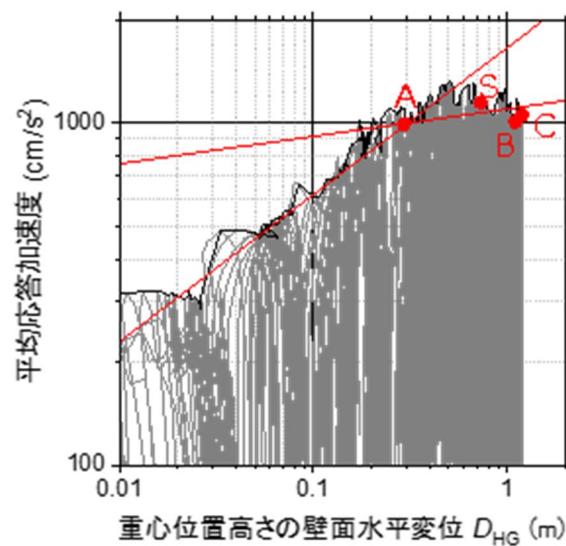


図-2.3.2.9 A 点の手動探索の方法（図-2.3.2.7 を両対数軸で標記）

性能曲線を簡易な数学モデルによってフィッティングし、その結果から A 点を求める方法については以下の通りである。

数学モデルとして、杭の水平載荷試験等の既往の研究成果^{2.3.2-5)}を参考に Weibull 分布曲線を用い、重み付き最小二乗法により性能曲線をフィッティングした。

フィッティングに用いた Weibull 分布曲線の式を式(5)に示す。

$$\frac{A_{Have}}{A_u} = 1 - \exp\{-(d/d_0)^m\} \quad (5)$$

ここで、 A_{Have} はフロントブロックの平均応答加速度、 A_u はワイブル分布曲線から推定した平均応答加速度の極限値、 d はフロントブロックの重心位置における水平変位、 d_0 は Weibull 分布曲線から推定した変曲点の変位、 m は曲線の曲率を示す変位指数（ここでは、結果の利用を簡単にするために $m = 1$ とした。）である。

各ケースのフィッティング結果を図- 2.3.2.10 に示す。図より、Weibull 分布曲線により遠心模型実験から得られた性能曲線の形状をよく表現できていると考えられる。Weibull 分布曲線でフィッティングすることで得た平均応答加速度の極限値 A_u と手動探索により特定した A 点の平均有効加速度 A_m の関係を示す。

Weibull 分布曲線の定数 A_u と A 点の平均有効加速度 A_m は直線関係にあり、実験結果から判読した A 点の平均応答加速度は Weibull 分布曲線の定数 A_u の 0.93 倍程度であった。このことから、重み付き最小二乗法を用いて Weibull 分布曲線で性能曲線を推定し、算出された A_u を 0.93 倍することにより、A 点の平均応答加速度を客観的に特定し、対応する重心位置の水平変位を得ることが可能である。

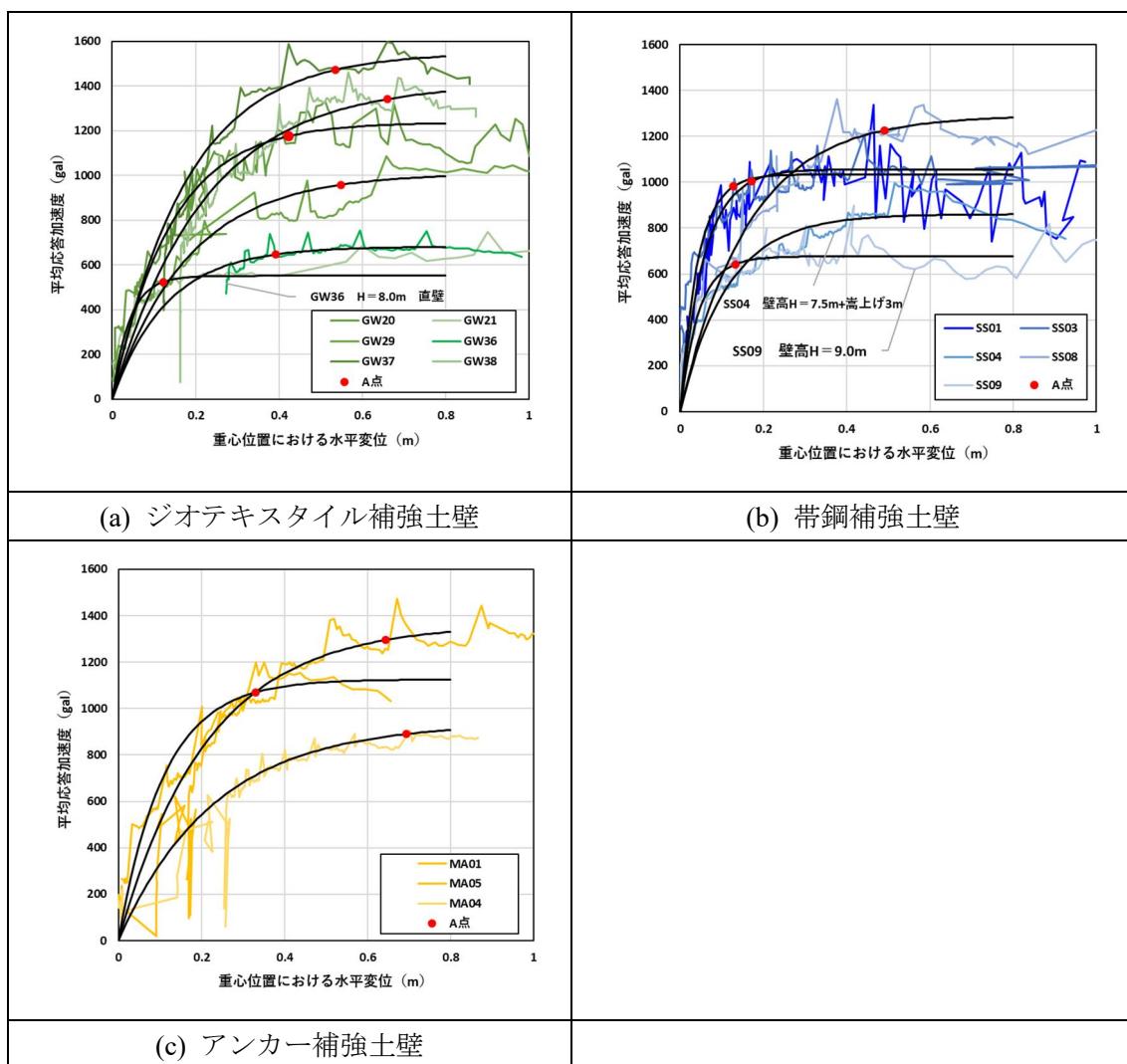


図- 2.3.2.10 実験における性能曲線と Weibull 分布曲線により推定した性能曲線の比較

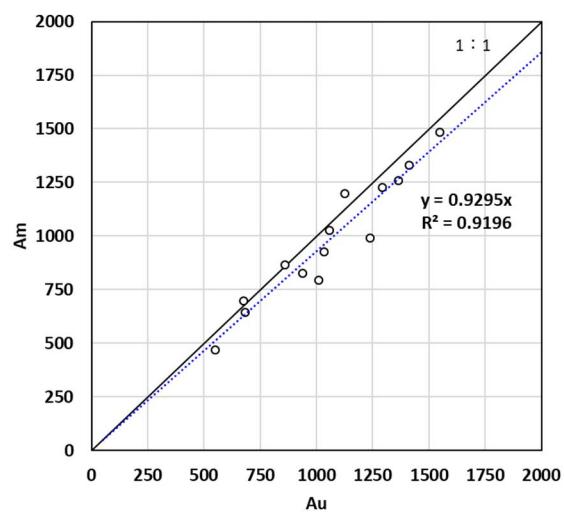


図- 2.3.2.11 手動探索により算出した A 点の平均応答加速度 A_m と A_u の関係

4) 補強材の張力及び疑似土圧係数

ここでは、2.3.2(2)2d) に示す補強材の張力及び疑似土圧係数の算出方法によって、深度方向の補強材張力の分布及び疑似土圧係数とフロントブロックの平均応答加速度との関係を整理した。補強材張力及び疑似土圧係数の大きさは、各工法のマニュアル 2.3.2-6～2.3.2-8)に記載されている方法で設計張力を算出し、これと比較した。ここで、設計張力の算出に当たっては盛土材の強度定数はピーク強度に設定した。

図- 2.3.2.12 に各ケースの補強材張力の深度分布を示す。図において、横軸は各段の補強材における長手方向の張力の最大値を示し、縦軸は天端からの補強材の深さ h を壁高 H で正規化して示している。また、黒は加振前の張力（以下「常時の張力」という。）を、赤は水平震度（設計値は入力地震動の加速度振幅より算出、実験値は平均応答加速度から算出）0.5 の時の応答ピーク時の張力を示しており、それぞれ実線が実験値、破線が設計値である。各工法とも、張力分布は概ね三角形分布となっていることが認められるものの、補強材長や壁高等の条件により補強土壁の安定性に乏しい場合は補強材の張力が設計値に比べ過大になる傾向が認められる。

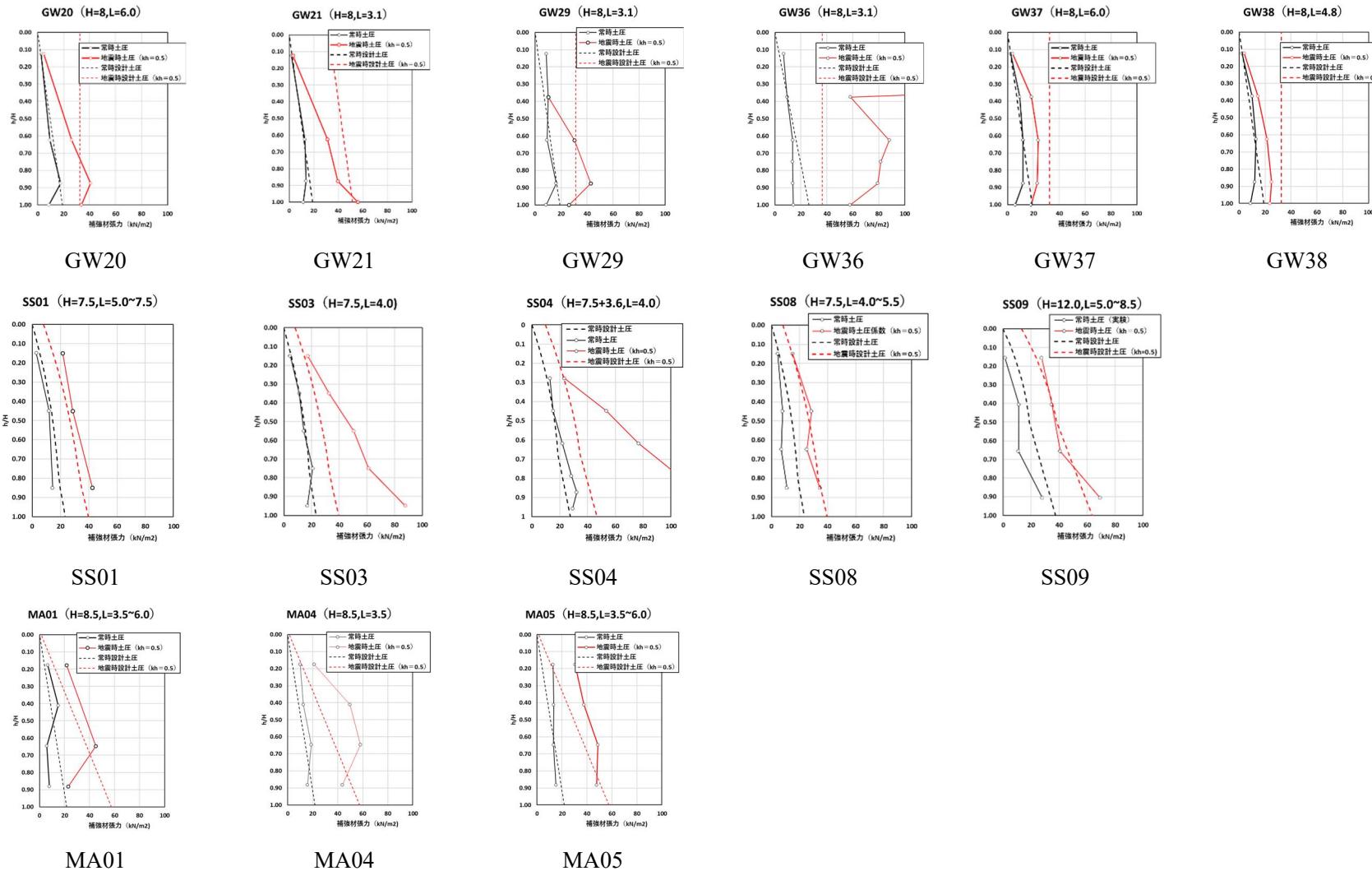


図- 2.3.2.12 各ケースの設計補強材張力と実験における補強材張力の比較

図-2.3.2.13 は、常時及び地震時（水平震度 0.5）における補強材の張力の実験値と設計値の比を示したものである。横軸は全段の補強材の長さを平均した長さ（以下、「平均補強材長」という。）を壁高で除した値 L_{ave}/H_a を示しており、値が小さいほど壁高に対し補強材長が短いことを意味する。縦軸は、補強材張力の実験値/設計値を示しており、値が 1.0 を上回る場合は実験値が設計値を上回り、危険側であることを意味する。 $L_{ave}/H_a = 0.6$ を境に、これよりも補強材長が長いケース（以下、単に「補強材が長いケース」という。）においては、概ね実験で得られた補強材張力が設計値を下回った。一方、 L_{ave}/H_a が 0.6 を下回るケース（以下、単に「補強材が短いケース」という。）においては、常時張力は設計値と同程度、地震時張力（水平震度 0.5 の時）は実験値が設計値を上回った。また、 $L_{ave}/H_a < 0.6$ のプロポーションでは補強材張力のばらつきが大きく、地震応答中の張力を制御できていない傾向が認められる。

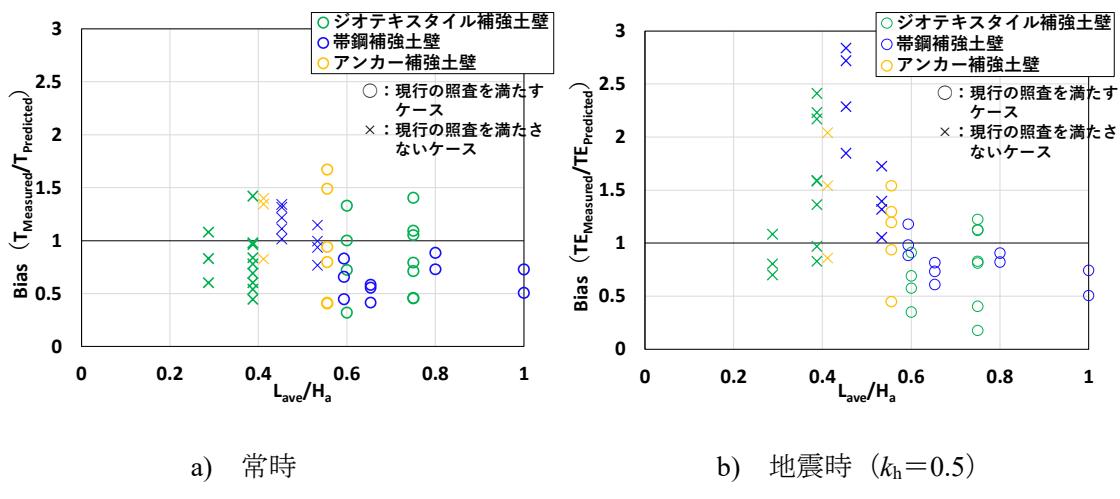


図-2.3.2.13 補強材張力の設計値 Bias の比較

5) 水平力を受ける補強土壁の挙動と補強材の抵抗メカニズム

2.3.2(3)a)に示すように、地震時に補強土壁の補強領域に生じる変形は、補強材の長短によらず、Iせん断変形、II伸長変形、IIIすべり変形によって構成される。また、2.3.2(3)c)に示すように、平均的な補強材長が短いケースでは補強材が長いケースに比べて、いずれの工法においても小さい水平震度で補強材の張力が大きくなる傾向が認められた。一方で、現行の設計では、補強土壁は、盛土内に敷設した補強材と壁面材とを連結し、想定するすべり面上の土くさびにより壁面材に作用する土圧と、想定するすべり線よりも奥側（壁面から離れる方向）の安定領域の補強材の引抜き抵抗力とが釣り合いを保ち、壁面材及び補強材、盛土材が相互に拘束し一体となって挙動することで、1つの土工構造物として安定を保っていると仮定してきた。この考え方方に立脚すれば、補強材が長い場合には補強材の引抜きに抵抗できる範囲にある補強材が長く、引抜き抵抗力が大きくなるため、応答値としての補強材の張力も大きくなるはずである。ここでは、従来の設計の考え方と異なり、実験において補強材が短いほど補強材張力が大きくなるメカニズムを遠心模型実験の高速度カメラの画像の分析及び遠心模型実験の条件に対する数値解析によって、考察した。

図- 2.3.2.14 及び図- 2.3.2.15 は、帯鋼補強土壁の補強材長が長いケース（SS01）と補強材長が短いケース（SS03）について、高速度カメラで撮影した画像を画像解析（PTV）した結果に基づいて、A点の状態及びA点の変位の2倍の変位が生じた状態の最大せん断ひずみ γ_{max} の分布、伸長ひずみ ε_x の分布及び補強材の軸ひずみ（張力）分布をそれぞれ示したものである。図より、補強材長が長いケース（SS01）では補強領域と背面地盤の境界付近に伸長ひずみの進展は確認できないが、補強材長が短いケース（SS03）では同箇所にひずみの進展が認められる。また、補強材に生じる軸ひずみ（張力）は補強材が短いケースにおいてより大きく発生する傾向が認められる。盛土材の最大せん断ひずみと伸長ひずみの分布を比較すると、補強材の軸ひずみ（張力）分布は盛土材の伸長ひずみに比較的整合性がある結果であった。このことから、補強材の軸ひずみ（張力）は、盛土材が地震動に起因した慣性力を受けて水平方向に伸長しようとして補強材が抵抗することにより発生していると推定される。

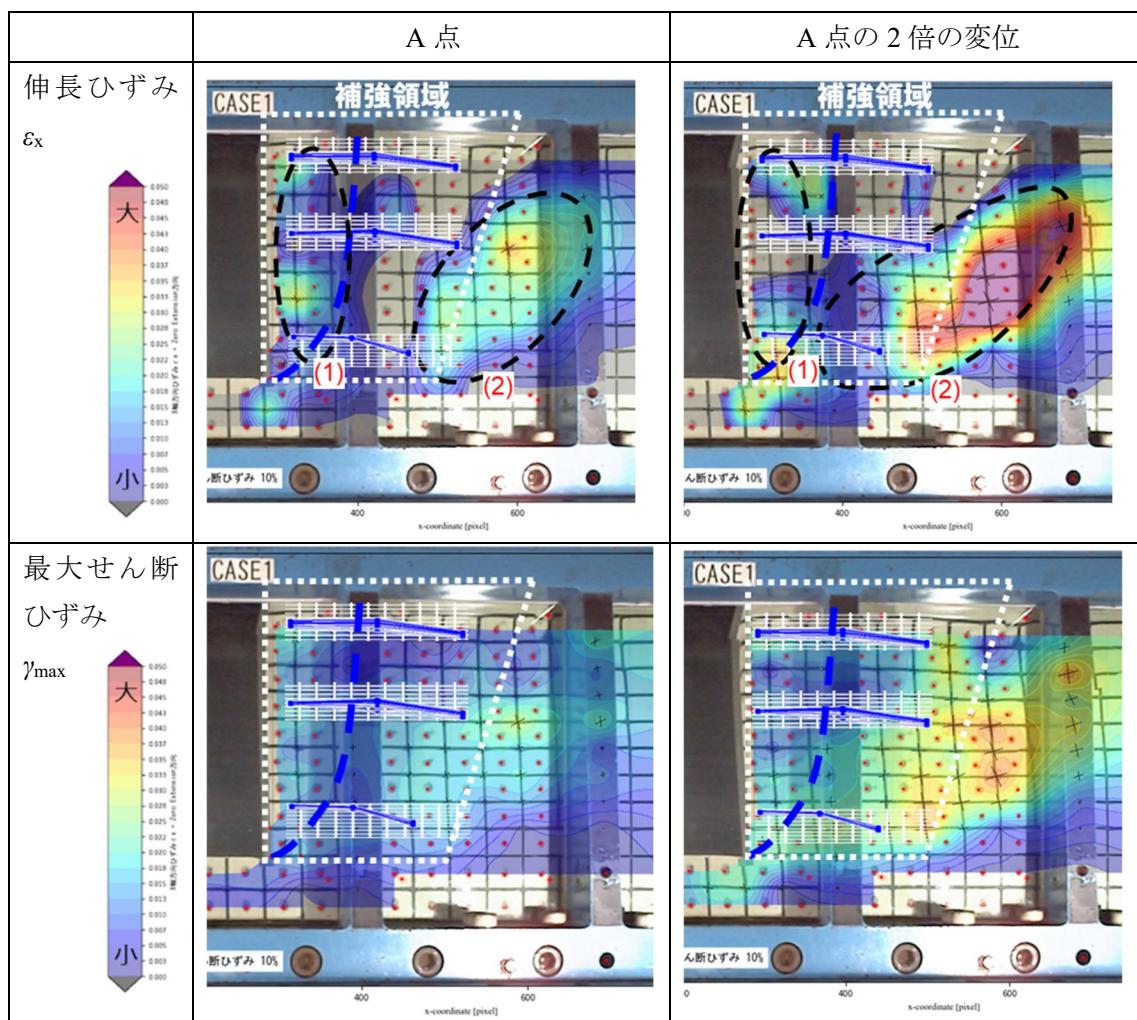


図- 2.3.2.14 補強材が長いケースの伸長ひずみ・最大せん断ひずみ分布の例 (SS01)

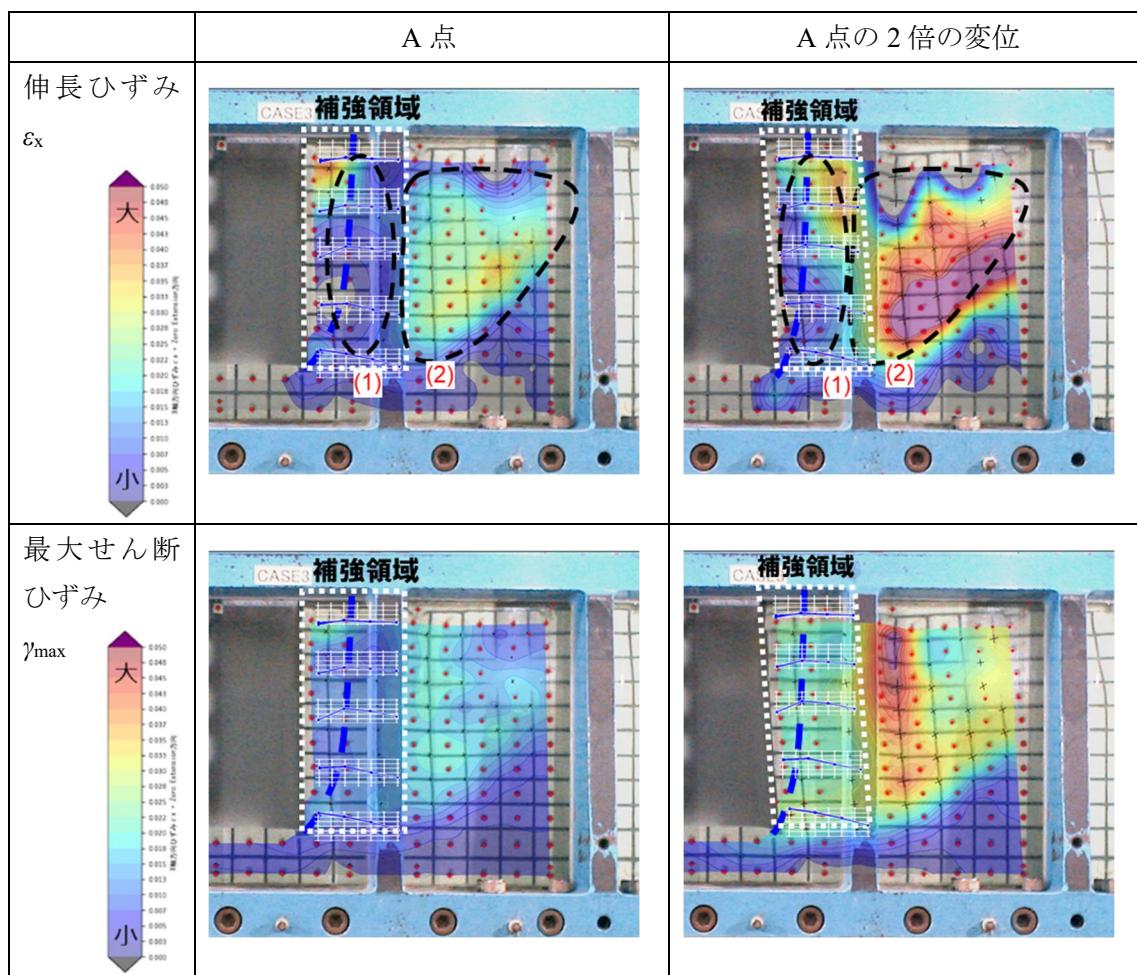


図- 2.3.2.15 補強材が短いケースの伸長ひずみ・最大せん断ひずみ分布の例 (SS03)

補強材の軸ひずみ（張力）が盛土材の水平方向の伸長により生じているということの蓋然性を確かめるために、三次元の有限差分法によって遠心模型実験と同様の条件の解析を行い、地震時の補強領域の有効拘束圧の変化と伸長ひずみの変化を調べた。数値解析の妥当性については2.3.5項において後述する。

図-2.3.2.16に、補強材が短いケースと長いケースについて、加速度振幅500cm/sec²を入力した場合の残留状態における平均主応力の分布と水平方向の伸長ひずみの分布を示す。補強材が長いケース（図中左）では、補強領域において、平均主応力が大きい範囲が広く残存している。対して、補強材が短いケース（図中右）では、平均主応力が減少する範囲が大きいことがわかる。また、伸長ひずみの分布をみると、平均主応力が減少した範囲は、大きな伸長ひずみが発生した範囲と概ね対応する。これは、潜在的に盛土材が伸長して主働状態に移行しようとしていることに対し、補強材が十分に長い場合には、補強材が広範囲に盛土材を拘束して、変形に有効に抵抗するため盛土材の伸長の増加と平均主応力の減少が抑制される。これにより、結果的に盛土の伸長ひずみが小さくなり補強材張力が小さくなると推定される。対して、補強材が短い場合には、潜在的な盛土材の伸長に対し、補強材が拘束する盛土材の範囲が小さく、変形を抑制しきれず、結果的に盛土の伸長ひずみが大きくなり補強材張力も大きくなると想定される。

以上の傾向は、前述した遠心模型実験結果とも一致する。

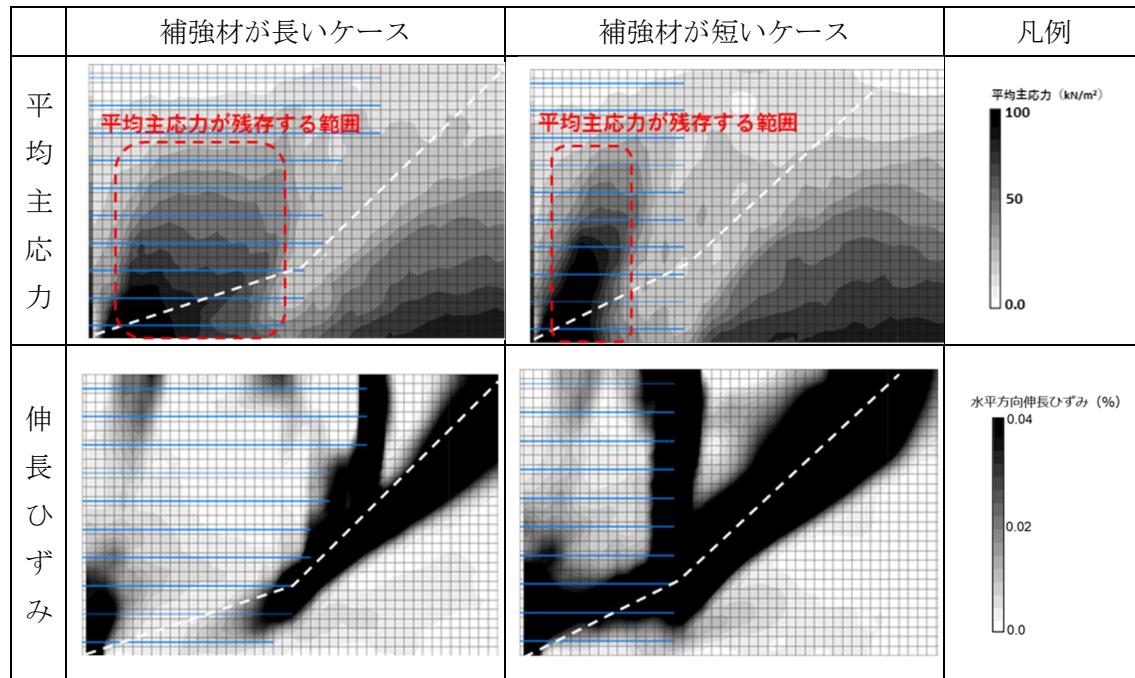


図-2.3.2.16 補強材長が異なる場合の有効拘束圧及び伸長ひずみの分布に関する比較
(白線はすべり面（最大せん断ひずみが卓越する範囲）を示す。)

(4) 現行設計に基づいて構築される補強土壁のレベル2地震動に対する安全性

(3)において地震動に起因した水平力を受ける補強土壁の基本的な挙動を考察した結果を踏まえて、現行設計に基づいて設計された補強土壁がレベル2地震動に対してどのような状態となり、限界状態に対してどの程度安全であるのか検証した。具体的には、次の2点に着目して分析を行うとともに、現行設計等の応答値予測手法の精度を評価した。

- ・レベル2地震動作用時に生じる補強領域を通るすべりに対する抵抗の応答値の、すべり始める状態での抵抗力に対する余裕
- ・レベル2地震動作用時に生じる補強材に生じる張力の、補強材の引張降伏強度に対する余裕

1) レベル2地震動作用時におけるすべりはじめる状態に対する安全性の分析

ここでは、すべり破壊に関して現行の設計がレベル2地震動に対しどの程度の安全性を有しているのかについて、遠心模型実験の結果と後述する2つの照査手法により補強土壁がすべり始めた状態を予測した結果を分析した。また、2つの照査手法について、実験において補強土壁がすべり始めた状態(A点の状態)の予測精度を検証した。本分析においては、各すべり照査手法が2.3.2(2)3)に示すA点の状態(すべり始める状態)を予測していると定義し分析を行った。

a) すべり照査モデルについて

ここでは、レベル2地震動作用時におけるすべりはじめる状態に対する安全性の分析を行うにあたり、すべり破壊の照査方法として採用した2つの照査手法について概要を示す。

本検討では、すべり照査手法として、現行設計においてすべりの照査に用いられる修正フレニウス法(以下「円弧すべり法」という。)と、実験において多くのケースで確認された、補強領域内を通りフロントブロックと背面地盤との交点を起点に2直線で折れるようなすべり面をより忠実に再現することを目指した2直線すべり法(以下「2Wedge法」という。)を採用した。

円弧すべり法と2wedge法に基づいたすべり抵抗値の計算手法について示す。図-2.3.2.17は実験におけるすべりの形状と円弧すべり法及び2Wedge法で仮定するすべりの形状の概略図である。円弧すべり法はすべり面上の土塊をいくつかの分割片に分割し、各分割片で発揮されるすべり面上のせん断力と抵抗力を求め、それぞれ累計し、その比率によって安全率を求めるものである。2Wedge法は、すべり面より上の土塊に生じる起動力とすべりに対する抵抗力の釣合いから、すべり破壊に対する安全性等を算出する方法である。本分析では、円弧すべり法においては、円弧が通る補強領域および背面地盤のすべり面上にあるすべての土塊において力のつり合いを計算するのに対し、2Wedge法は補強領域に生じたすべり線より上の部分(フロントブロック)に生じる力の釣合いのみを計算し、背面地盤に生じたすべり線より上の部分(以下、バックブロックという。)のすべりはフロントブロックに作用

する土圧として考慮していると定義した。さらに、本検討では円弧すべり法及び2wedge法により算出される安全率が1.0となる水平震度（慣性力）をすべり破壊の降伏震度として分析した。

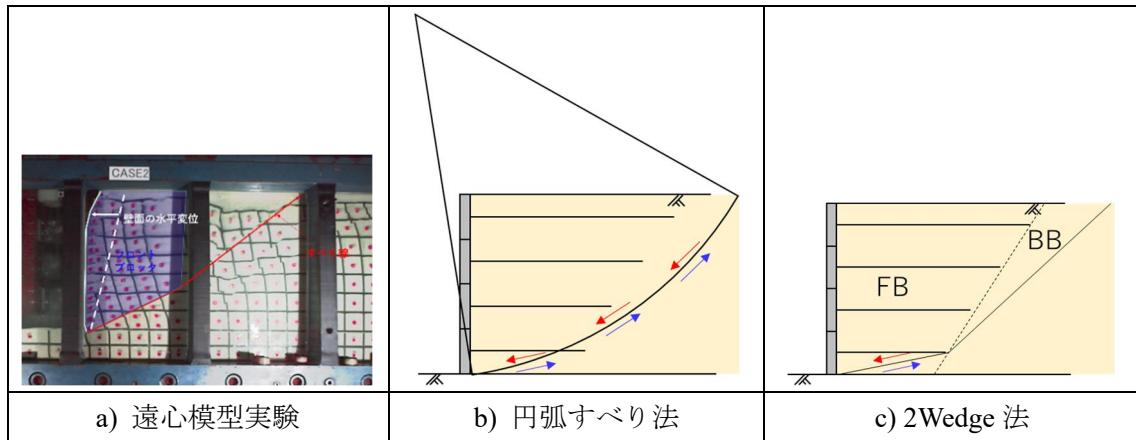


図-2.3.2.17 すべり安定照査手法の概念図及び遠心模型実験におけるすべり形状

円弧すべり法による計算では、盛土材の物性には遠心模型実験に用いた盛土材の力学試験結果（表-2.3.2.2参照）を用いた。内部摩擦角 ϕ については、すべり始める状態（A点の状態）において、盛土材は最大強度が発揮されると想定し、ピーク強度を用いた。

2Wedge法については、佐々木ら^{2.3.2-9)}の提案した方法を基に、これに実験結果に対してより適合するように以下の①～④に示す条件を考慮した。

- ① 補強領域の背面に作用する土圧を、試行くさび法により算出される常時土圧とする。
- ② 遠心模型実験結果のうち、フロントブロックに比べバックブロックが先にせん断ひずみが卓越してすべり面が発生する傾向を参考に、補強領域の強度をピーク強度、背面地盤の強度を残留強度として設定する。
- ③ 盛土材の粘着力 c を内部摩擦角 ϕ に換算して考慮する。
- ④ 壁面材の基礎の水平地盤反力を抵抗力に加算する。

その他、設定した盛土材の物性については、表-2.3.2.2に示す値を用いた。2Wedge法における諸条件の影響を感度分析した結果を巻末資料に示した。

表-2.3.2.2 すべり安定照査に用いた盛土材の強度定数

	三軸試験結果		採用値	
	ピーク強度	残留強度	ピーク強度	残留強度
粘着力 c (kN/m ²)	12.6	5.4	0.0	0.0
内部摩擦角 Φ (°)	43.3	36.6	46.5	38.3

b) 応答値の予測結果と実験結果（Weibull 分布曲線より近似）の比較

ここでは、帯鋼補強土壁に関する遠心模型実験の4ケース（SS01、SS03、SS08、SS09）におけるA点の降伏震度と円弧すべり法及び2wedge法により予測した降伏震度の比較から、レベル2地震動作用時のすべり破壊に対する安全性について分析した。なお、ジオテキスタイル補強土壁及びアンカー補強土壁についても同様に検討を進めている。本分析においては、2.3.2(2)に示すWeibull分布曲線により性能曲線をフィッティングし、それによつて特定したすべり始める状態（A点）の平均応答加速度を重力加速度で除した値を降伏震度と各評価手法により予測した降伏震度と比較することとした。円弧すべり法及び2wedge法で算出した降伏震度の関係を図-2.3.2.18に示す。横軸はWeibull分布曲線から算出したA点の降伏震度を、縦軸は、その降伏震度を各評価手法（円弧すべり法及び2wedge法）で算出した降伏震度で除した値（以下、降伏震度比という）を示している。また、図中の赤色で示す範囲はレベル2地震動を入力した際の応答値の範囲であり、レベル2地震動が作用した際にすべりが生じる可能性がある範囲を示したものである。横軸に着目すると、今回分析に用いたケースは、設計計算上は現行のすべり照査を満たさないケースも含まれるが、降伏震度まではレベル2地震動に対し1.15倍から2倍程度の安全性を有していることが認められる。

また、図の縦軸に着目しての結果を比較すると、実験の降伏震度は、円弧すべり法の降伏震度に比べて2倍程度（降伏震度比が2程度）であった。これは、実際には現行の照査手法（円弧すべり法）により算出した降伏震度の2倍程度の震度まで補強土壁がすべりはじめずに安定していることを示していると考えられる。一方、2wedge法については、実験の結果をよりよく表現できるように改良したため、概ね遠心模型実験と同等の降伏震度が予測できている（降伏震度比が1.0程度）。

さらに、図-2.3.2.19に示す分析に用いた帯鋼補強土壁4ケースの性能曲線を見ると、実験における降伏震度時点における各ケースのフロントブロック重心位置における水平変位DHGは0.12～0.45mであり、また、レベル2地震動の応答の範囲におけるフロントブロック重心位置の水平変位DHGは最も大きなケースでも0.1m程度であった。このフロントブロック重心位置における水平変位と壁高との比で表現すると、降伏震度時点では1.3～6.0%、レベル2地震動の応答の範囲においては0.5～1.1%程度の変位が生じていたことになる。今回検証に用いた4ケースすべてにおいて、降伏震度（A点時点）における変位はレベル2地震動の応答の範囲における水平変位に対し、1.3～4倍程度余裕を有していることが認められる。

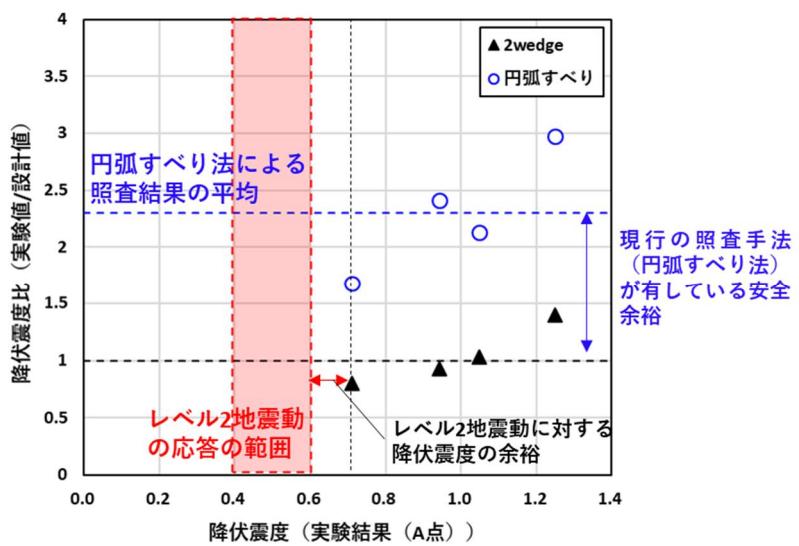


図- 2.3.2.18 遠心模型実験結果と予測結果の比較

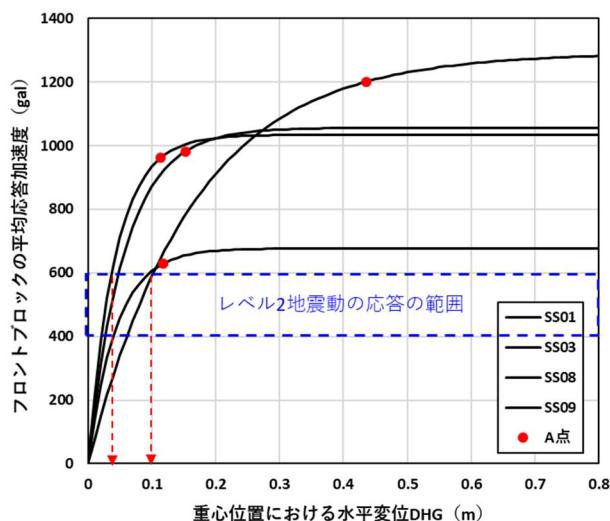


図- 2.3.2.19 検討に用いた 4 ケースの性能曲線と A 点

ここで、図- 2.3.2.20 には地震によって変状し撤去・再構築等が行われた補強土壁の事例を示した。いずれの事例も、遠心模型実験の壁高 ($H=7.5\text{ m}$) と同程度の壁高を有する。壁面の水平変位はそれぞれ 0.50 m と 1 m 程度であり、遠心模型実験ではこれより大きな変位まで載荷が行われている。また、遠心模型実験においてレベル 2 地震動を入力した際の応答の範囲における水平変位は、これらの事例における壁面の水平変位に比べ十分に小さいものであった。

のことから、少なくとも現行のすべり照査（円弧すべり法による照査）を満足していれば、レベル 2 地震動により生じるフロントブロックの重心位置における水平変位は 0.1 m 程度であり、降伏震度時点におけるフロントブロックの重心位置における水平変位や過去に撤去・再構築を行った事例における壁面の水平変位に対しても小さい水平変位量に留まる。



壁高:約 7.5 m
水平変位:約
 0.50 m



壁高:約 8 m
水平変位:
約 1 m

(a)撤去・再構築の事例
(平成 28 年熊本地震)

(b)グラウンドアンカーによる補強の事例
(平成 16 年新潟県中越地震)

図- 2.3.2.20 撤去・再構築等の事例（参考） 0.5 m を超えるような水平変位では撤去・再構築等されることが多い

2) レベル2 地震動作用時における補強材張力の降伏に対する安全性の分析

ここでは、レベル2 地震動を入力した際に補強材が降伏（破断）に対しどの程度余裕を有するかについて、レベル1 地震動以外の地震履歴がない状態でレベル2 地震動を入力した遠心模型実験の補強材の応答を分析した。

2.3.2(3)で述べたとおり、補強材に生じる張力は補強材長が長い場合は設計で見込んでいる張力よりも小さく、対して、補強材長が短い場合は設計で見込んでいる張力を超過する傾向がある。本分析で想定している補強土壁については、現行の引き抜き照査を満足している条件では張力の Bias (実測値/設計値) は概ね 1 以下となる (図-2.3.2.13 参照)。なお、この条件を補強材長と壁高の関係で表現すれば $L_{ave}/H_a > 0.6$ とすることで張力を制御し脆性的な破断等は防げると想定される。以降、レベル2 地震動に対しても張力を制御し脆性的な破断等を防げること、かつ、補強材の降伏（破断）に対し余裕を有することを確認する。

分析対象としては、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 2.3.2-10¹⁾ に示されているレベル2 地震動の標準波形を、レベル1 地震動以外の地震履歴がない状態で入力したケースを選定した。分析対象としたケースを表-2.3.2.3 に示す。ただし、帶鋼補強土壁については、地震履歴がない状態でレベル2 地震動を入力した実験結果がないため、正弦波を入力しすべり始めた後にレベル2 地震動 1 波を入力したケース (SS01) について示している。

表- 2.3.2.3 レベル2 地震動に対する補強材の張力に関する分析対象ケース一覧

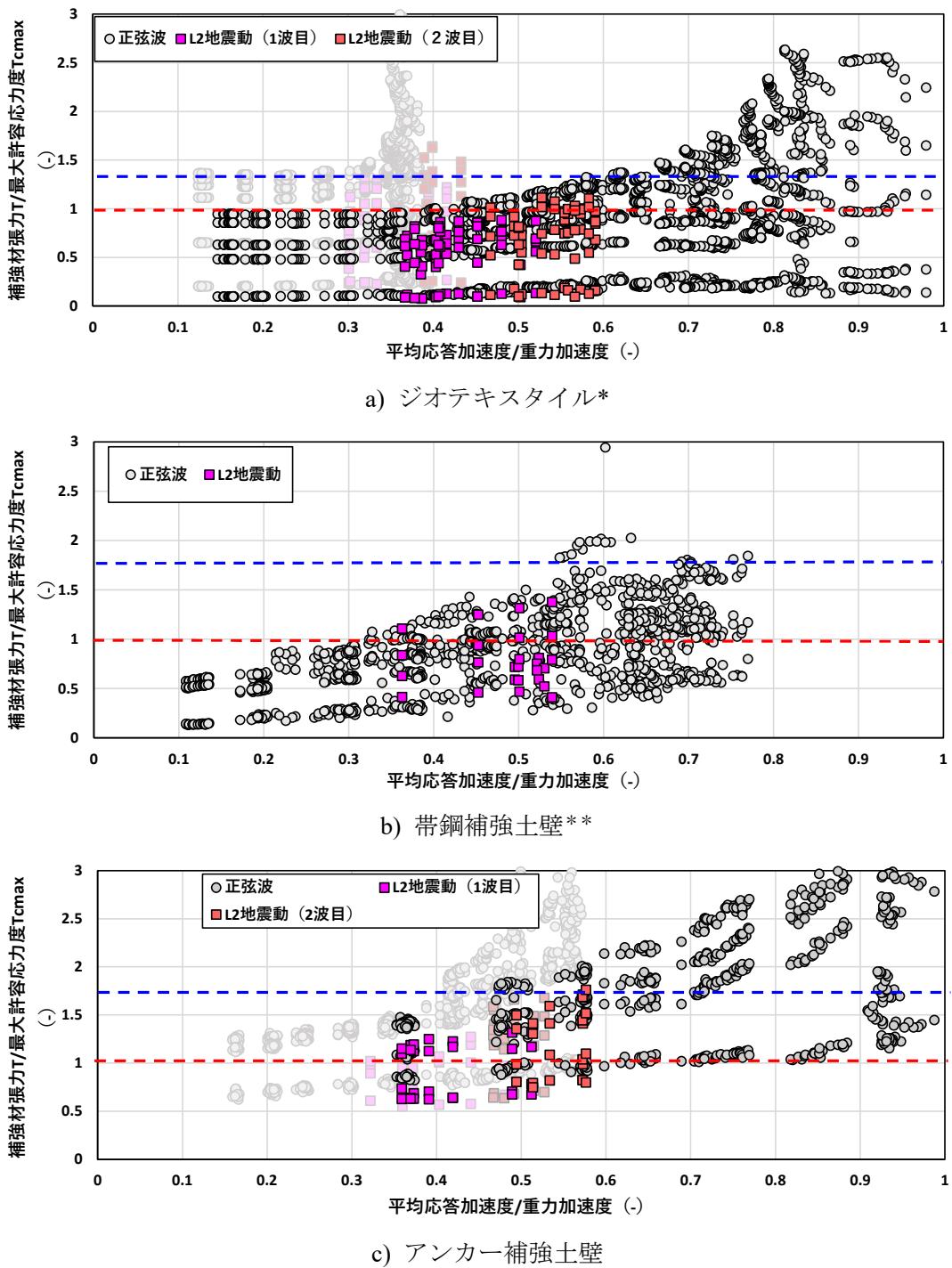
ケース名	工法	L_{ave}/H_a	地震動入力 Step	入力波形	備考
GW36	ジオテキスタイル 補強土壁	0.39	1~3	L1-I	直壁
GW37		0.60		L2-I-1-2	
GW38		0.75		L2-II-1-1	
SS01	帶鋼補強土壁	0.8		正弦波	※
MA04	アンカー補強土壁	0.41		(最大振幅 150~	
MA05		0.56		1200cm/sec ²)	

※SS01 は地震履歴がない状態でレベル2 地震動を入力しておらず、正弦波を入力しすべり始めたのちにレベル2 地震動 1 波 (L2-I-1-2) を入力したケース

実験で計測されたレベル2地震動入力時の補強材の張力と、現行設計法で設計された補強土壁の補強材の張力の限界値（鋼の場合には許容応力度、降伏強度等）を比較した。ここでは、現行の設計に基づいて仮に設計水平震度0.2で補強土壁が設計された条件を想定し、計測された補強材の張力の応答値を許容応力度に相当する設計張力の最大値で除した値（以下、許容応力度比）を縦軸に、計測された平均応答加速度を重力加速度で除した値（以下、単に「水平震度」という。）を横軸にとったものを図-2.3.2.21に示す。図中のプロットはレベル2地震動を入力した際の応答値を赤色もしくは橙色（レベル2地震動1波目を赤色、レベル2地震動2波目を橙色で示す）で、正弦波を入力した際の結果を灰色のプロットで示している。図中の淡色のプロットは現行設計における補強材の引抜き照査を満足しないケースの結果を示している。さらに、赤破線は各補強材の許容応力度に相当する値を、青破線は各補強材の降伏強度に相当する値をそれぞれ示している。なお、ここでは、ジオテキスタイル補強土壁については、遠心模型の補強材長設計時に想定した補強材の品質管理強度を降伏強度として定義している。

図から、各工法とも水平震度が大きくなるにつれて補強材に発生する張力が大きくなる。補強材長が比較的長いケース（図中の濃色のプロット）では、レベル2地震動に対する応答については、レベル2地震動を初めて受けた際の補強材の張力の許容応力度比（ T/T_a ）は一部1.0（許容応力度）を超過するが、補強材の降伏強度以内であった。レベル2地震動を2回目に受けた際の補強材の張力は一部降伏強度を上回るが、概ね降伏強度以下であった。これは、1回目のレベル2地震動を受けて盛土が変形したことにより、補強材に残留応力が生じたことが考えられる。また、レベル2地震動を初めて受けた際の補強材の張力が許容応力度を超過した場合でも、補強材の降伏までは最低でも1.2倍程度の余裕がある結果であった。このことから、初めてレベル2地震動が作用した場合に補強材に生じる張力は、現行設計（水平震度0.2程度を作用させた設計）で想定している許容応力度程度であり、さらに、補強材の降伏（破断）に対しては余裕があることが示唆された。

現行設計（水平震度0.2程度を作用させた設計）をすることで、レベル2地震動に対して補強材は降伏せずにとどまることが実証された。ただし、レベル2地震動を複数回受ける場合には、地震履歴により盛土材の性状が変化し、補強材の応答が増幅される可能性もあるため留意が必要である。



※降伏強度がないため、品質管理強度と設計基準強度の比を降伏強度相当と仮定

※※地震履歴がない状態でレベル2地震動を入れていないため参考値

図- 2.3.2.21 水平震度と補強材張力の許容応力度比の関係

(5) 破壊形態（すべり・補強材降伏）の分析

補強土壁に生じうる変状形態のうち補強領域を通るすべり及び補強材の破断に着目して、これらの状態が進展した場合の状態の変化を考察するとともに、維持管理の確実性及び容易さの観点からは、すべりが先行することが望ましいことを示す。そのうえで、遠心模型実験結果を分析し、すべりを先行させるために必要な構造細目等の条件について検討した。

補強土壁に生じうる主な変状としては、補強材・補強材と壁面材の連結部の破断及び補強領域を通るすべりが挙げられる。

このうち、補強材等の破断については、状態の変化が急激であるとともに、補強材が破断すると補強土壁の構造系が変化し、その結果、挙動の制御が困難な状態となると考えられる。補強材等は不可視部分に設置されているため、外観からその状態を確認することが困難であるし、補強材等の破断は急激に進行するため地震後の点検等において予兆を捉えることは通常は困難である。対して、補強領域を通るすべりについては、外観上は壁面のはらみ出しとして現れ、その量は作用の大きさの増大に応じて増加する。なお、補強材等の破断した際も壁面材のはらみ出しとして現れる場合があるが、これについては局所的、かつ脆性的な変状として現れる場合が多く、すべりによるはらみ出しとは目視で区別が可能であると考えられる。

壁面のはらみ出しは、壁面の変位や傾斜角を測定することで把握が可能であり、はらみ出し量からすべりに関する補強土壁の状態や残存耐力を推定することが可能である。そのため、維持管理を確実かつ容易に行えるようにするために、すべりがそのほかの破壊形態に先行して生じるように誘導するのがよいと考えられる。

上記の理由から、ここではすべり先行の破壊形態に誘導するために必要な構造細目等の設計条件について把握するため、2.3.2(3)で推定した、すべり始め点（A点）の加速度やフロントブロック重心位置における変位及び補強材の降伏強度を評価指標とし、実験で得られた応答値を分析した。

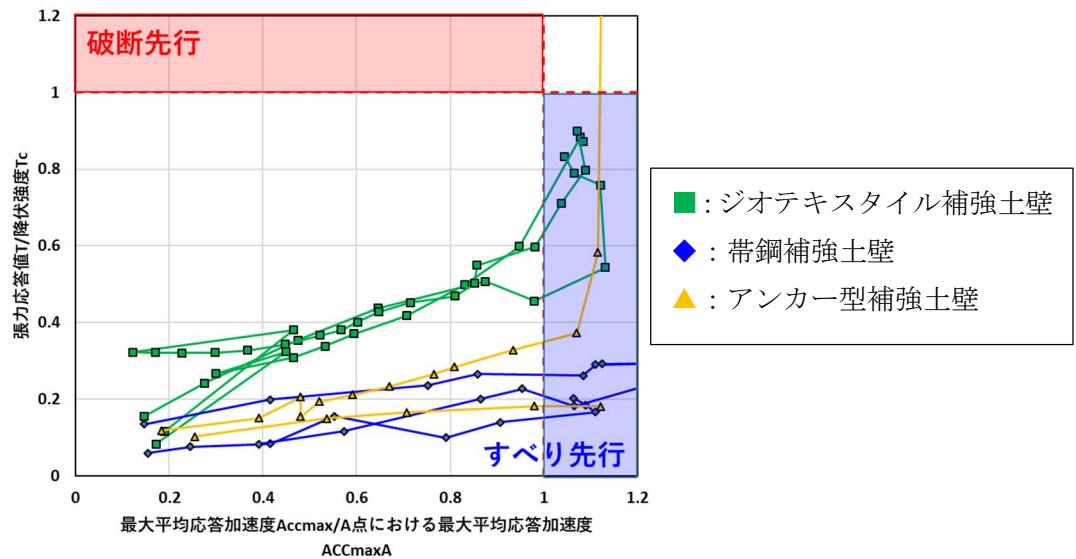
図- 2.3.2.22 は、すべりと補強材張力の応答の進展をそれぞれの限界点に対する比で示したものである。図において、横軸は 2.3.2(2)2)に示す各加振ステップのすべり降伏震度比 k_h/k_{hys} を、縦軸は 2.3.2(2)2)に示す各ステップの補強材の降伏強度比 T_{maxmax}/T_y を示している。この図において、横軸が先に 1 に達した場合にはすべり（はじめる状態）が先行したことを、対して縦軸が先に 1 に達した場合には補強材の降伏が先行したことを意味している。図 - 2.3.2.22a) は、現行の引抜き照査を満足するケースを、b) は現行の引抜き照査を満足しないケースについてそれぞれ示している。

図- 2.3.2.22 より、今回分析対象とした遠心模型実験では、14 ケース中 12 ケースで補強材の降伏よりもすべり（はじめる状態）が先行した。補強材の降伏（破断）が先行した 2 ケースについては、補強材の長さが設計上必要な長さに対して極端に短いケースであった。本項(2)3)d)で示したとおり、補強材が極端に短いと潜在的な盛土材の伸長を補強材が抑制しきれず、結果的に盛土の伸長ひずみが大きくなり補強材張力も大きくなると考えられるた

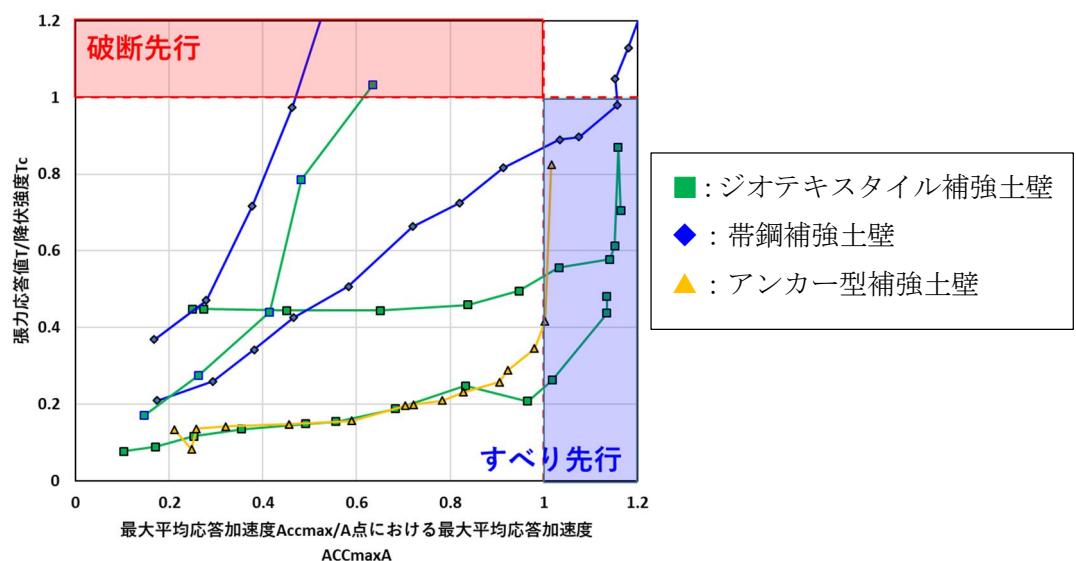
めである。

次に、すべりを先行させるために必要な補強材の長さの条件について検討する。現行の設計においては、補強材の長さを設定する行為として補強材の引抜き照査が行われている。実験の模型の条件が引抜き照査を満足しているか否かに着目すると、引抜き照査を満足するケースでは、 $k_h/k_{hys}=1.0$ のときに縦軸の値は 0.2~0.7 であった。これに対して、引抜き照査を満足しないケースでは、破断が先行するかまたはすべりが先行したとしても、 $k_h/k_{hys}=1.0$ のときに縦軸の値は 0.3~0.8 であった。したがって、現行の設計法に基づいて引抜き照査を実施した補強土壁は、補強材の降伏よりもすべりが先行して発生するものと考えられる。

さらに、2.3.2(3)4) を踏まえると、最低でも現行の引抜き照査を満足する補強土壁であれば、地震の際等に多少の水平変位が認められたとしても、すべりに対してはその抵抗に大きな余裕を有した状態であり、自ずと補強材の破断に対しても余裕が確保された状態であると判断することができる。



a) 現行の引抜き照査を満足するケース



b) 現行の引抜き照査を満足しないケース

図- 2.3.2.22 補強領域のすべり降伏比と補強材降伏比の関係

(6) 補強土壁が損傷した場合の修復の判断方法に関する検討

2.3.2(5)では、現行設計に基づいて構築された補強土壁の状態において、補強材の降伏及び補強領域を通るすべりのいずれかが先行して発生するのかを分析し、維持管理等の観点から望ましい破壊形態であるすべりに誘導するための設計手法を検討した。

ここでは、以上の結果に基づいて、補強土壁が補強領域を通るすべりが生じた際の補強土壁の修復の判断方法等について検討した。

2.3.2(3)に示すように、補強領域を通るすべりについては、その過程において補強領域の盛土材がせん断変形し、外観上は壁面のはらみ出しとして現れる。はらみ出しの量は、作用の増加に伴って増加し、さらに大きな作用が加わってすべり始める状態(A点)に達すると、それ以上大きな作用には抵抗できなくなるが、その後少なくとも図-2.3.2.23に示すB点までは一定の抵抗を維持して変位が増加することで、安定したエネルギー吸収が行われる。

2.3.2(3)の遠心模型結果によれば、補強材の配置等の構造によりばらつきはあるものの、フロントブロックの重心位置において80cm(壁高の10%)程度の水平変位が生じるまでは地震動に対し崩壊することなく安定して挙動している。つまり、すべり始める状態(A点)程度の水平変位が発生しても、通常はその抵抗に大きな余裕を有した状態であると考えられる。さらに、2.3.2(5)で検討した結果によれば、少なくとも現行の設計を満足するプロポーションであればすべり破壊が先行する破壊形態に誘導できることから、自ずと補強材の破断に対しても余裕が確保された状態であると判断することができると考えられる(図-2.3.2.23)。

これらのことから、補強土壁の維持管理に際しては壁面の水平変位量や傾斜角等の外観上の変化を把握することで、補強土壁の状態や残存耐力を推定できる可能性が考えられる。また、維持管理時には壁面の水平変位量や傾斜角等の外形を把握し、2.3.2(4)の状態と比較することで、補強土壁の状態を評価するうえでの一つの目安とすることが有効であると考えられる。

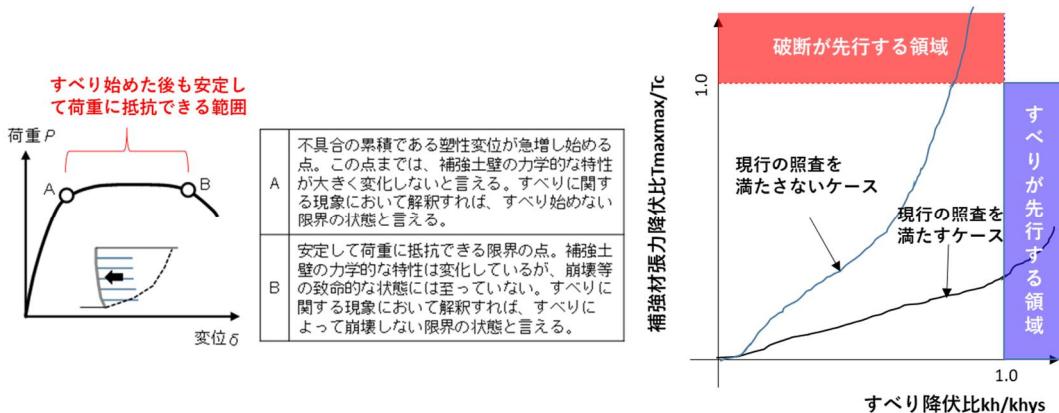


図-2.3.2.23 補強土壁の安全性に関する概念図

(7) まとめ

地震動を受けた際の補強土壁の変状は、大きく分けて「補強領域を通りすべり」と「補強材等の破断」によるものに区別できる。本項では、すべり破壊と補強材の破断に着目し、現行設計に基づいた場合のレベル2地震動に対する安全性について、動的遠心模型実験の結果を整理・分析して得られた知見を以下に示す。なお、本項で得られた知見は、良質な盛土材料を使用し十分に締め固められて構築された補強土壁であることを前提としたものである。

- ・ 平均的な補強材の長さ L_{ave} と壁高 H の比 L_{ave}/H_a が 0.6 を境に、補強材長が長く L_{ave}/H_a が 0.6 以上となる場合は作用の大きさに関わらず補強材の張力が設計値を下回り、対して、補強材長が短く L_{ave}/H_a が 0.6 未満となる場合は張力が設計値を上回って発生する。
- ・ 補強材の張力については、現行の設計を満足し、かつ良質な盛土材料を使用し十分に締め固められたことを想定した条件では、レベル2地震動に対して、補強材の応答が安全率を考慮した設計値以下に概ね収まり、かつ、補強材の降伏に対して一定の安全性が確保されていた。
- ・ 補強領域を通りすべりについては、少なくとも現行の設計を満足し、かつ良質な盛土材料を使用し十分に締め固められたことを想定した条件では、フロントブロックの平均的な応答加速度と重心位置の水平変位の関係（性能曲線）から特定されるすべり始める状態の平均的な応答加速度は、レベル2地震動作用時の応答加速度に対し 1.15 倍から 2 倍程度の安全性が確保されていた。
- ・ レベル2地震動作用時のフロントブロック重心位置の高さの壁面の水平変位は、壁高に対し最大でも 1.0%程度であった。
- ・ 現行の設計法に基づいて引抜き照査を実施し、これを満足する補強土壁は、補強材の降伏よりもすべり始める状態が先行して発生する。補強材の長さが設計上必要な長さに対して極端に短い場合には、補強材の降伏が先行するおそれがある。
- ・ 現行の設計を満足することをもって補強土壁の破壊形態はすべり破壊に誘導可能である。この場合、維持管理時には壁面の水平変位量や傾斜角等の外観上の変化を把握することで、補強土壁の状態や残存耐力を推定することが可能であると考えられる。

参考文献

- 2.3.2-1) 佐々木哲也, 石原雅規, 荒木裕行, 水橋正典, 榎本忠夫, 中島進, 梶取真一: 補強土壁の耐震性能に関する動的遠心力模型実験, 土木研究所資料 4335 号, 2016
- 2.3.2-2) 公益社団法人日本道路協会: 道路土工構造物技術基準・同解説, 丸善出版, 2017
- 2.3.2-3) 公益社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, 丸善出版, 2017
- 2.3.2-4) 間渕利明, 澤松俊寿, 小出央人, 須田悠人: 研究開発プログラム報告書 No.7 社会インフラの長寿命化と維持管理の効率化を目指した更新・新設に関する研究, (国研) 土木研究所, 2022

- 2.3.2-5) 七澤利明, 河野哲也, 宮原清, 大城一徳: 杭の軸方向の支持力及びばね定数推定式の見直しと推定精度の評価に関する研究, 土木研究所資料 4374 号, 2018
- 2.3.2-6) 一般財団法人 土木研究センター: ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版, 2013
- 2.3.2-7) 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, 2014
- 2.3.2-8) 一般財団法人 土木研究センター: 多数アンカー式補強土壁工法 設計・施工マニュアル 第4版, 2014
- 2.3.2-9) 佐々木哲也, 石原雅規, 荒木裕行: 補強領域内のせん断変形に着目した補強土壁の地震時変形量の計算方法に関する検討, 土木研究所資料 4336 号, 2016
- 2.3.2-10) 公益社団法人日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 丸善出版, 2017

2.3.3. 補強材の引抜き抵抗力の評価手法の前提条件

(1) はじめに

補強材の引抜き抵抗力の評価手法の前提条件に関する懸案として、①補強材どうしの相互影響と、②締固め施工品質、③補強材等の劣化が挙げられる。これらのうち、①では、補強材の引抜き抵抗力の評価手法において想定している前提条件と、補強材どうしが相互に影響しあうなど補強材が置かれる条件が異なる場合において、どのような措置をしておけば前提条件が守られるのか、または必要な抵抗が得られるか、引抜き試験結果等に基づいて検証を行った。②では、壁面材の向きが一様でないことから狭隘であるなど、通常の施工が行えない場合において、通常の施工と同等の品質を達成するための標準的な材料、施工方法を既往の知見から整理した。③では、補強土壁に一般的に用いられる補強材の中でも鋼製補強材（帯鋼および丸鋼）に着目し、まず、鋼材の土中腐食に関する既往研究を整理し、及び現状行われている鋼製補強材の耐久性を確保するための方法を整理した。また、近年認められた著しい腐食が生じた事例についてその要因を整理し、同様の要因による腐食を生じさせないために前提となる条件を明確にした。なお、②については2.3.7項に、③については2.3.10項に示している。

なお、本報告書では帯状鋼材及びジオテキスタイルを摩擦型補強材、アンカープレート付棒鋼を支圧型補強材と定義して整理を行った。

(2) 補強材が近接する場合の引抜き挙動の検証

1) 異なる方向へせん断される土の挙動

異なる方向へせん断される土の一般的な挙動について、既往の文献を整理した。複数の補強材どうしがごく近接する部分の周辺の盛土材は、異なる補強材の引抜きに起因して複数の方向へせん断される。一般に土のせん断において、載荷の途中で別の方向に載荷方向が変化（反転等）しても、図-2.3.3.1に示すとおり、基本的には一方向に載荷された時と同じ骨格曲線に沿って挙動することが示されている^{2.3.3-1)}。したがって載荷方向の変化の影響は問題となるものではないと考えられる。

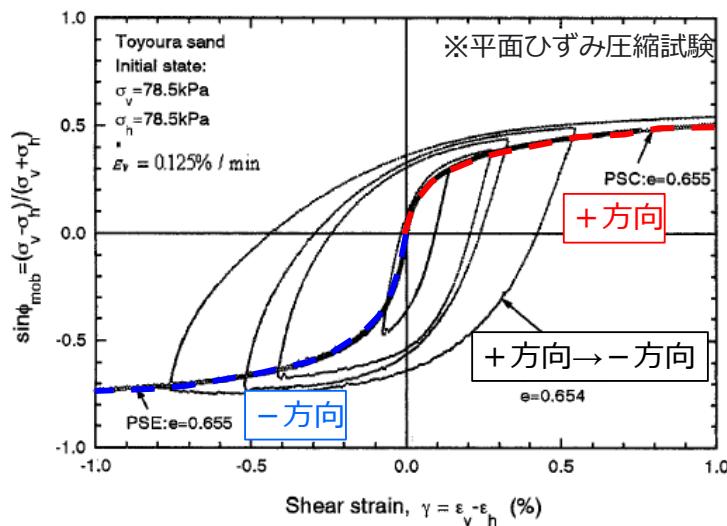


図-2.3.3.1 土のせん断における載荷方法の影響 2.3.3-1)より引用加筆

また、補強土壁の場合には、その締固めは、通常の盛土よりも高い締固め度の規格値で管理されている^{2.3.3-2)}。図-2.3.3.2に示すとおり、一般的にはよく締め固められた砂質土の場合には、載荷方向の変化に起因した正のダイレイタンシー（体積膨張）により拘束圧が高まるため、せん断強度が高くなる^{2.3.3-3)}。

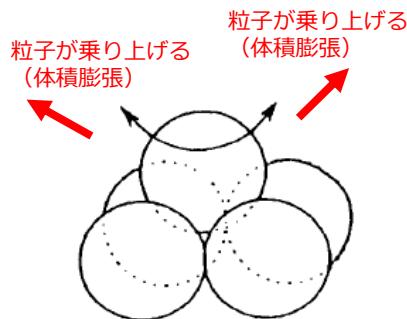
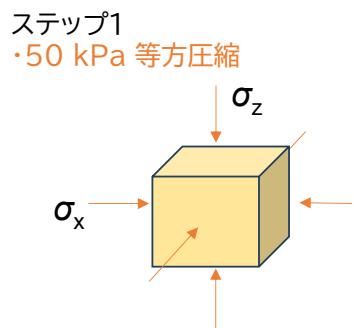


図-2.3.3.2 任意方向にせん断される場合の土粒子の挙動のイメージ 2.3.3-3)より引用加筆

ここでは個別要素法（DEM）により、砂の要素試験のシミュレーションを実施した（図-2.3.3.3）。直径 1.4~2.2mm、数量 5000 個の粒子から構成される一辺約 28.2mm の直方直方体の供試体を仮定した。間隙比は 0.5915 である。ステップ 1 として供試体に 50kPa の等方圧縮力を作用させ、ステップ 2 として z 方向もしくは x 方向に載荷及び除荷を行った。その結果、途中で載荷条件が変化（X 方向/Z 方向、載荷/除荷）しても、破壊の挙動に大きな影響は認められなかった。



ステップ2
・Z方向載荷or除荷
or
・X方向載荷or除荷

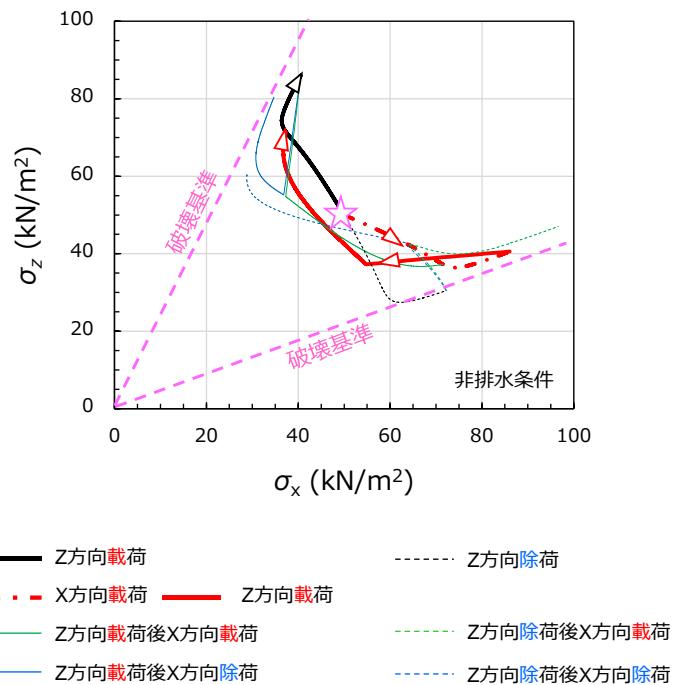
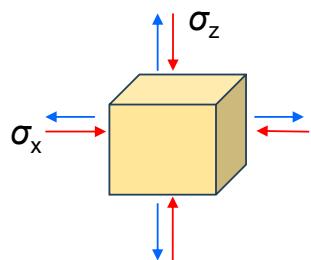


図-2.3.3.3 個別要素法 (DEM) による砂の要素試験のシミュレーションの概要

2) 近接する摩擦型補強材の引抜き特性

補強土壁の補強材は一定の離隔を確保して配置されることが一般的である。しかし橋台アプローチ部に用いられる補強土壁については、両側に壁面を有する構造、もしくは壁面に隅角を有する構造で補強材が近接しているケースが少なくない。補強材の引抜き抵抗力が想定通りに発揮できる条件を明らかにする目的で、複数の補強材が隣接している状態での補強材の引抜き抵抗力について、既往研究の整理、引抜き試験及び補強材の引抜きを模擬した個別要素法による解析を行った。

a) 摩擦型補強材の引抜きによる影響範囲に関する既往研究

個別要素法（以下、DEMと記す）シミュレーションを用いて摩擦型補強材の引抜きによる影響範囲に関する既往研究を整理した^{2.3.3-4), 2.3.3-5)}。これらはいずれもジオテキスタイルの引抜き過程を模擬した2次元および3次元での解析である。その結果、摩擦型補強材の引抜き時には、補強材に沿って土粒子が回転し顕著なひずみが集中すること、顕著なひずみが集中する範囲の厚さは土粒子数粒分程度であり、近接する補強材への影響範囲はごく限られたことが確認された（図-2.3.3.4、図-2.3.3.5）

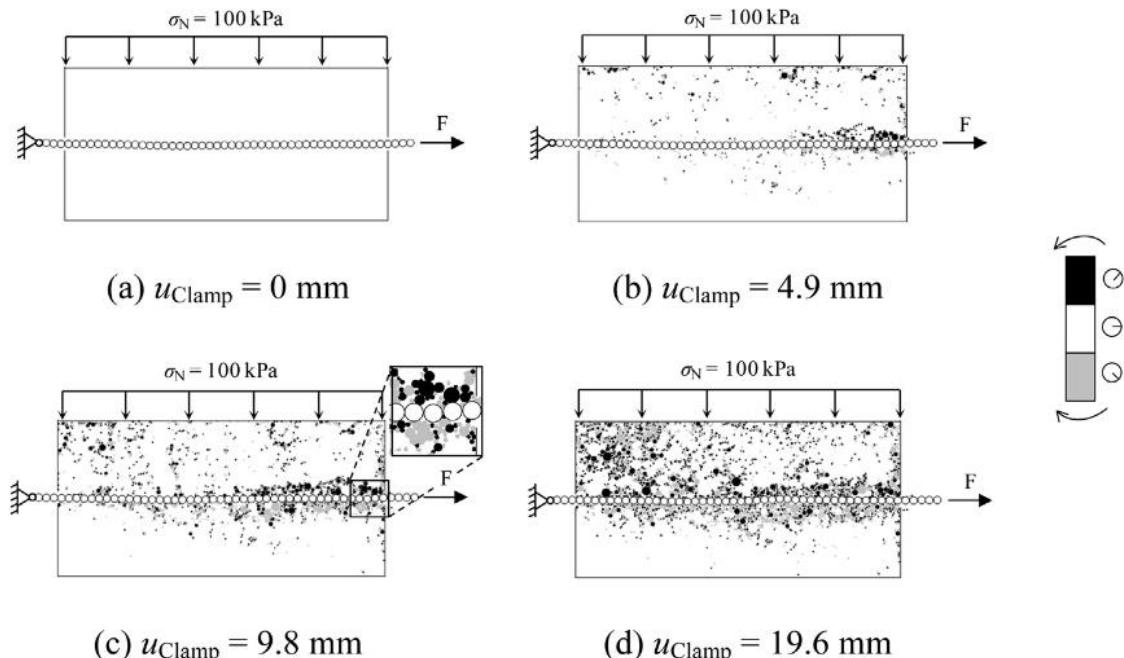


図-2.3.3.4 摩擦型補強材引抜き試験のDEMシミュレーション例（2次元）^{2.3.3-4)}

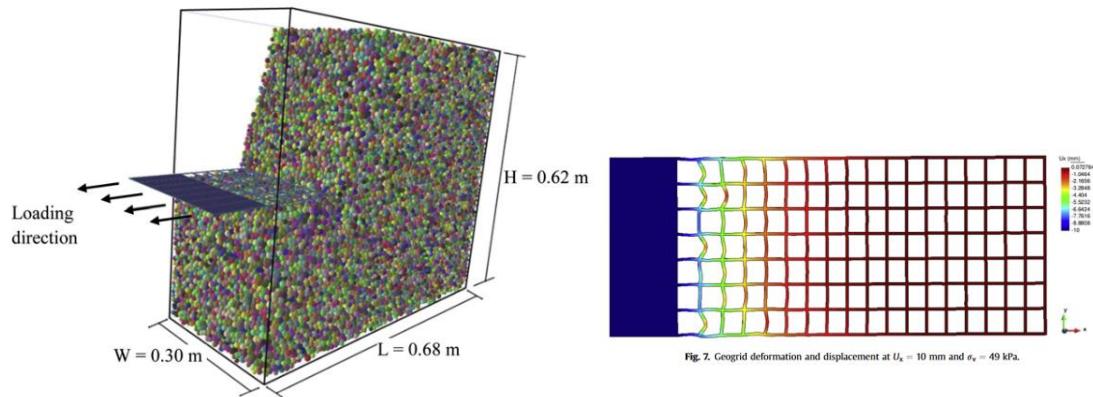


Fig. 4. Initial DE specimen (partial view for illustration purpose).

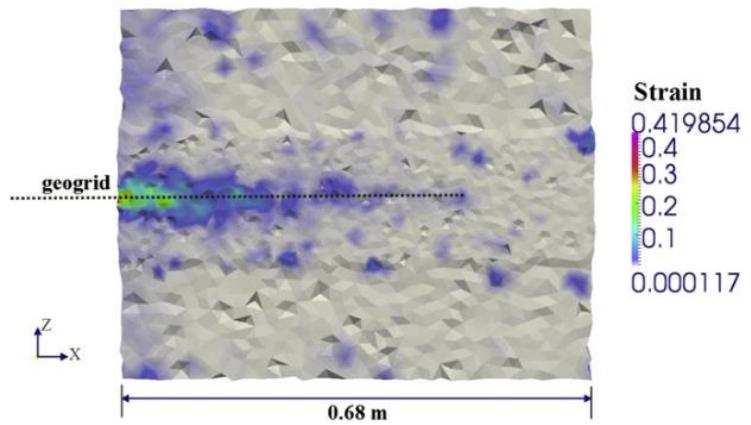


Fig. 14. Strain field within the soil domain at $U_x = 10$ mm and $\sigma_v = 49$ kPa.

図-2.3.3.5 摩擦型補強材引抜き試験のDEMシミュレーション例（3次元） 2.3.3-5

b) 摩擦型補強材（ジオグリッド）の引抜き試験

2枚以上の面状補強材が近接する条件における補強材の引抜き抵抗特性について、補強材の引抜き試験によってその影響を検証した。ここでは、補強材を2枚または3枚近接して設置した条件における引抜き試験の結果を示す。

まず、補強材を2枚設置し、補強材の間に盛土材を挟まず補強材どうしが直接接した状態で引抜き試験を実施した（図-2.3.3.6）。この実験では盛土材として関東ロームを用い、引抜き速度を1mm/minとした。その結果、補強材を1枚敷設した場合（通常）と2枚重ねて敷設した場合（A, B）とで、摩擦抵抗に大きな傾向の違いは認められなかった（図-2.3.3.7）。

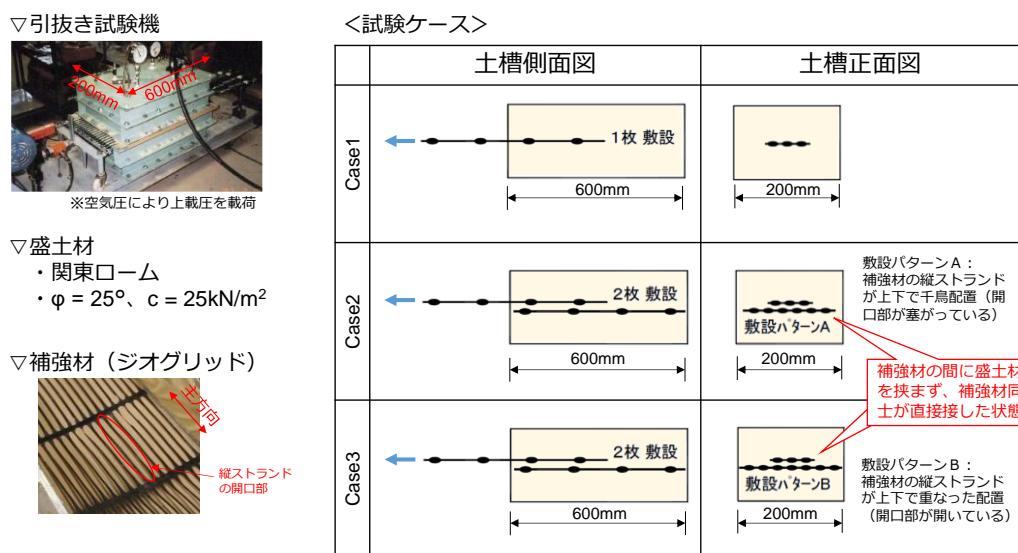


図-2.3.3.6 2枚の摩擦型補強材が直接接した状態の引抜き試験の概要

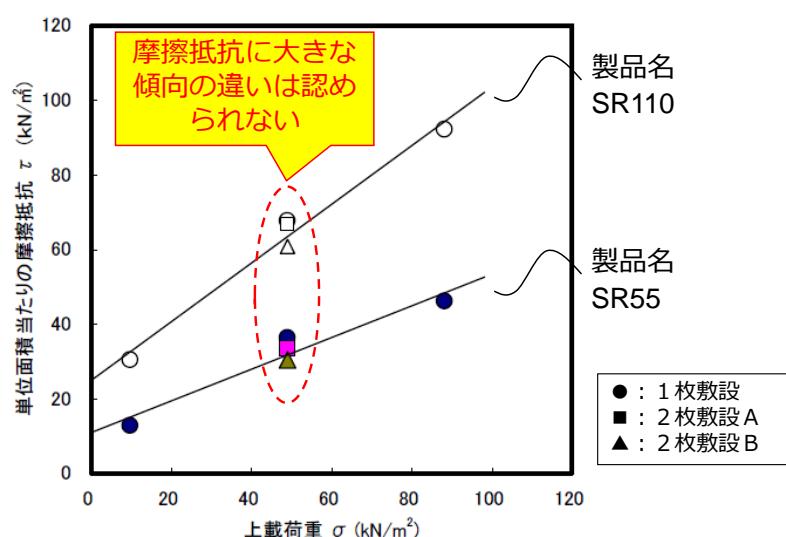
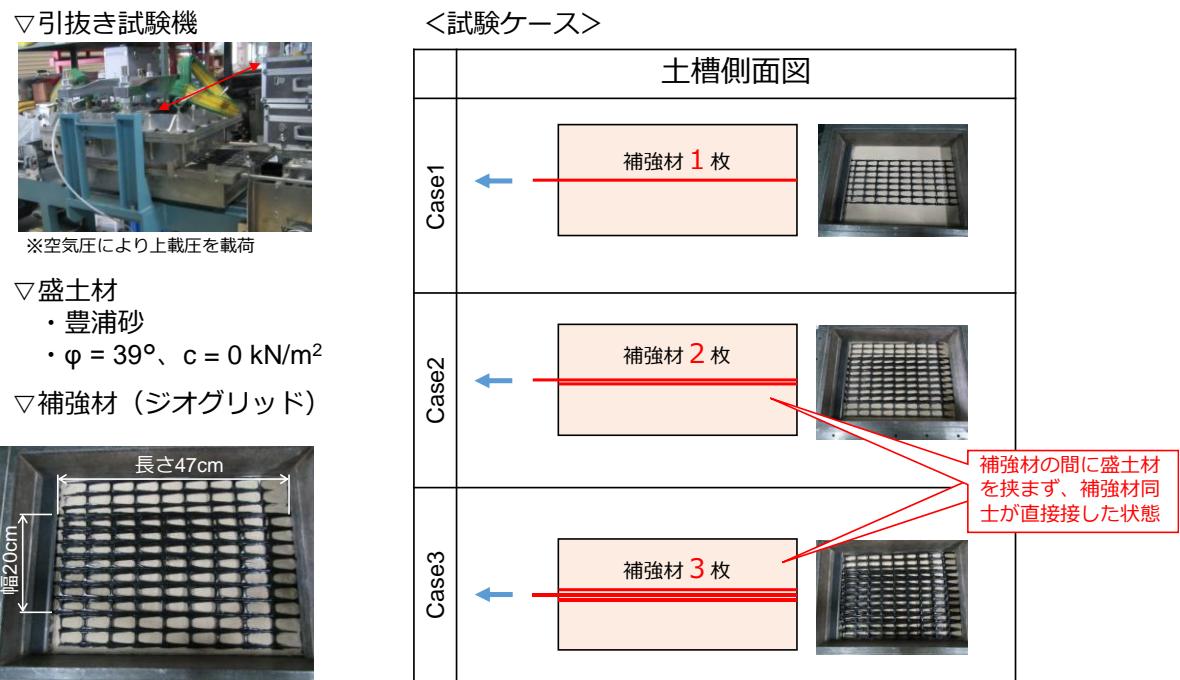


図-2.3.3.7 2枚の摩擦型補強材が直接接した状態の引抜き試験の結果

上記とは別に、補強材を2枚または3枚設置し、補強材の間に盛土材を挟まず補強材どうしが直接接した状態で引抜き試験を実施した(図-2.3.3.8)。本実験では盛土材として豊浦砂を用い、引抜き速度を1mm/minとした。その結果、こちらも同様に補強材を1枚敷設した場合(通常)と2、3枚重ねて敷設した場合で、摩擦抵抗に大きな傾向の違いは認められなかった(図-2.3.3.8、図-2.3.3.9)。



c) 摩擦型補強材（帶鋼補強材）の引抜き試験

ここでは、隅角部や両面に壁面の有する構造などの2本以上の帶鋼補強材が近接する条件における補強材の引抜き抵抗特性について、補強材の引抜き試験によってその影響を検証した結果を示す。

図-2.3.3.10に試験ケースを示す。試験は、近接する補強材の配置条件をパラメーターに4ケースについて実施した。Case.1は、単独に設置した1本の補強材を引抜いたケースである。Case.1を基本ケースとし、Case.2及びCase.4は両側に壁面を有する構造の場合の補強材の重なりを想定して、近接する補強材どうしの軸方向が一致するように補強材を配置した（図-2.3.3.11）。Case.3は隅角部を有する構造の場合の補強材の重なりを想定して、近接する補強材どうしが直交するように補強材を配置した。なお、すべてのケースにおいて盛土材は細粒分含有率25%の砂質土を用い、締固め度95%、拘束圧80kN/m²、引抜き速度を1mm/minとして実施した。

引抜き試験で得られた、荷重と変位の関係を図-2.3.3.12に示した。図によると、Case.1とそれぞれを比較したところ、荷重変位関係の形状や引抜き荷重の最大値に大きな違いは確認されなかった。これは前述の摩擦型補強材（ジオグリッド）の試験結果と同様の傾向である。

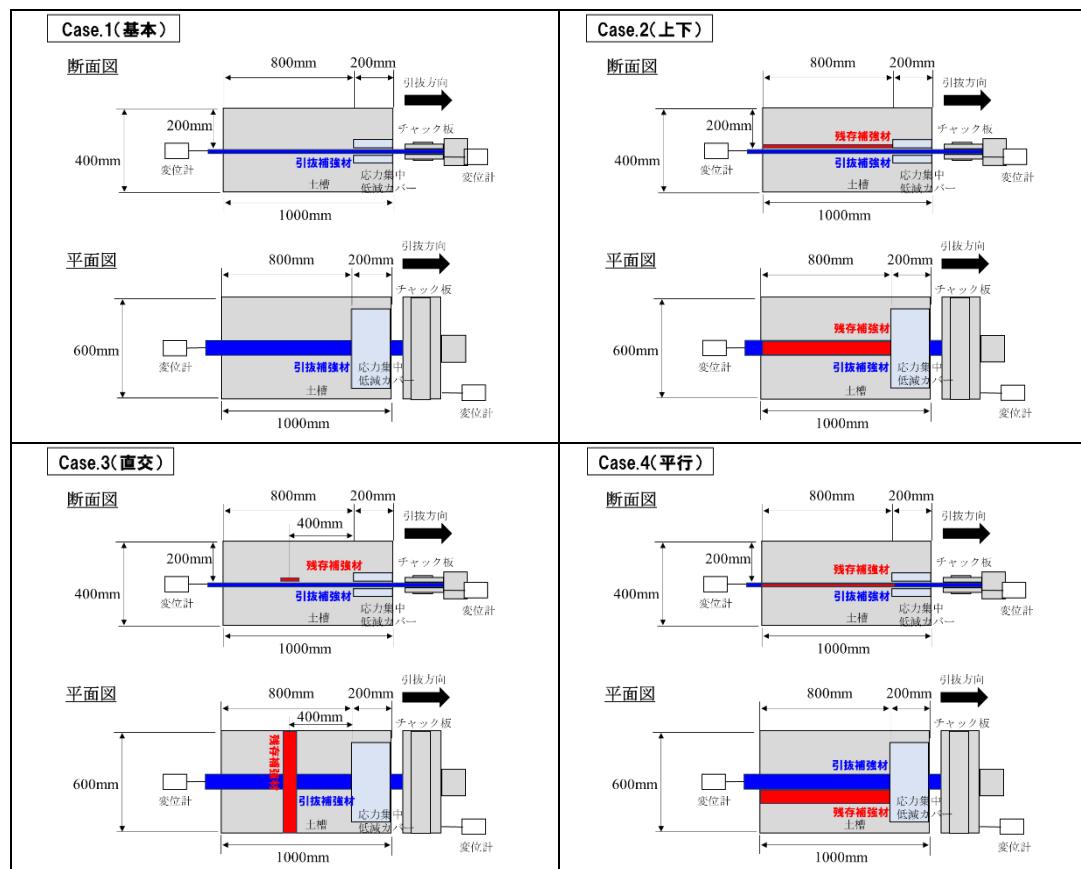


図-2.3.3.10 引抜き試験ケース概要



(a) 引抜き試験装置 (b) 試験補強材設置状況 (Case.4 平行)

図- 2.3.3.11 引抜き試験装置および試験補強材設置状況

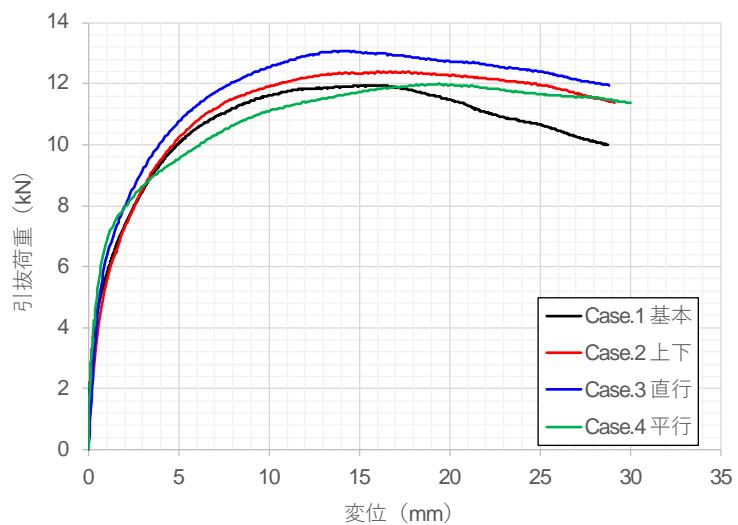


図- 2.3.3.12 試験結果 (荷重-変位の関係)

以上のことから、摩擦型補強材の引抜きによる影響範囲は土粒子数粒分であること、さらに、別の補強材が極めて近い位置にあったとしても、補強材と盛土材が接触する条件が確保（盛土材が安定して存在）されていれば、摩擦抵抗に大きな傾向の違いは認められず、補強材の引抜き抵抗メカニズムが発揮されると考えられる。ただし、補強材どうしが直接接していることで、補強材に予期せぬ損傷が生じる可能性も考えられることから、現状では、補強材どうしが直接接しないよう補強材が見えなくなる程度に盛土材を撒きだしており、今後もこれを継続するのがよいと考えられる。

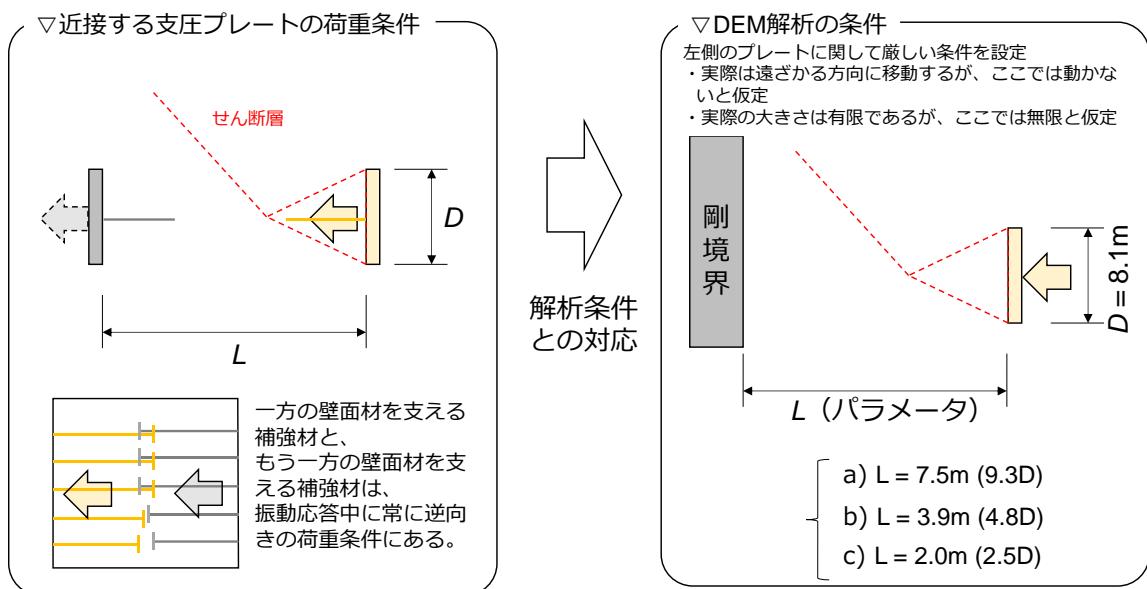
3) 近接する支圧型補強材の引抜き特性

補強土壁を橋台アプローチ部等に適用する場合、両面に壁面を有する構造や隅角を有する構造を採用し、各壁面を支える補強材が近接することがある。このうち、支圧型補強材を用いる場合で、2つの支圧プレートが近接する条件における補強材の引抜き特性について、DEM シミュレーションにより引抜き挙動を考察した。具体的には、図-2.3.3.13 に示すとおり両側に壁面を有する場合の近接する支圧プレートの相互作用を考察するために、支圧プレートと相対する支圧プレートに見立てた剛境界の離隔をパラメーターとした引抜き挙動について3次元 DEM シミュレーション（使用ソフト：LAMMPS）を実施した^{2.3.3-6)}。なお、ここでは粒子形状を剛接された2つの球形粒子を仮定した。これは、同様のモデルで遠心模型実験を行った結果と整合がつくことがその理由である。

この DEM シミュレーションの結果を図-2.3.3.14 及び図-2.3.3.15 に示す。図-2.3.3.14 より、引抜き力と変位の関係に大きな傾向の違いは認められなかつたが、c) $L = 2.0\text{m}$ (2.5D) のケースでは変位 0.45m 程度（剛境界まで約 1.9D ）からわずかに増加した。また、図-2.3.3.15 に示すように、剛境界と支圧プレートの離隔によらず、粒子間接触力の傾向に変化は認められなかつた。このことから、プレート前方の強固な粒子間接触が形成されている領域（くさび）が剛境界に達すると影響を受け始めると考えられる。

以上のことから、支圧プレートの寸法の2倍 (2.0D) 程度以上の離隔があれば、補強材の近接による影響は軽微であり、単独の支圧プレートとして扱うことができると考えられる。なお、補強材の近接により引抜き力が増加することは抵抗が増大することに相当し、補強材の引抜き抵抗の観点では大きな問題にはならない。一方で、支圧プレートどうしが 2.0D よりも近接した場合において、設計で想定している作用よりも過大な力が作用したとき、プレートの引抜けよりも補強材の破断が先行する可能性が高くなるため留意が必要である。

また、隅角部のように補強材が交差する場合には、プレートが近接することで抵抗領域が重複し、引抜き抵抗のメカニズムが単独の補強材の場合とは異なるものとなり、引抜き抵抗力に影響を与える可能性がある。これについては、データを収集し引き続き検討していく。



※図中のせん断層（赤破線）は、既往の実験結果^{2.3.3-7)}に基づいて仮定したもの

図-2.3.3.13 支圧プレートの引抜き挙動の3次元DEMシミュレーションの概要

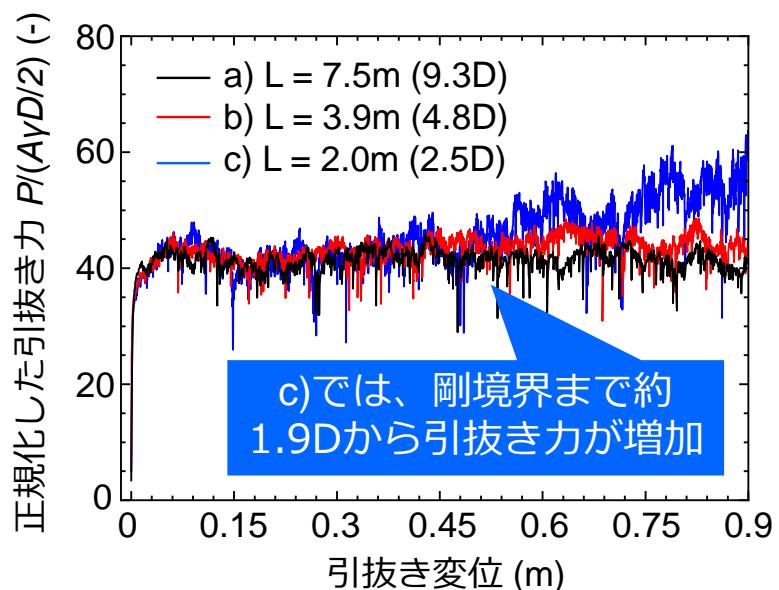


図-2.3.3.14 3次元DEMシミュレーション結果（引抜き荷重-変位関係）^{2.3.3-6)}

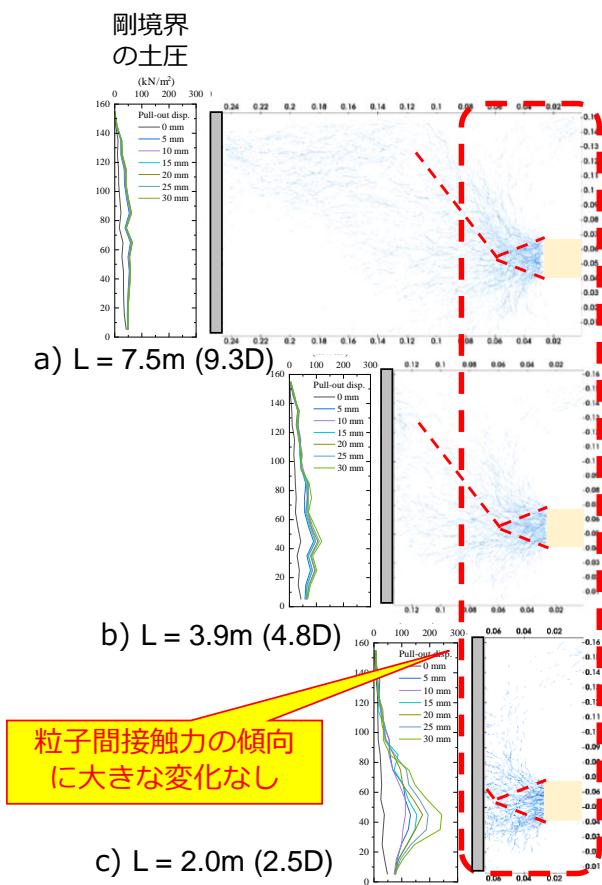


図-2.3.3.15 0.9m 変位時の粒子間接触力 2.3.3-6)

(3) まとめ

本項で得られた知見をまとめると以下のようである。

- ・ 摩擦型補強材については、隣接する補強材が極めて近い位置にあったとしても、補強材と盛土材が接触する条件が確保（盛土材が安定して存在）されていれば、摩擦抵抗に大きな傾向の違いは認められず、単独の摩擦型補強材としての引抜き抵抗メカニズムが発揮されると考えられる。ただし、補強材どうしが直接接触していることで、補強材に予期せぬ損傷が生じる可能性も考えられることから、現状では、補強材どうしが直接接しないよう補強材が見えなくなる程度に盛土材を撒きだしており、今後もこれを継続することが望ましい。
- ・ 支圧型補強材については、平行に隣接する補強材と支圧プレートの寸法の2倍（2.0D）程度以上の離隔が確保されていれば、支圧抵抗に大きな傾向の違いは認められず、単独の支圧型補強材としての引抜き抵抗メカニズムが発揮されると考えられる。
- ・ 支圧型補強材については、隅角部においてプレートが近接することで抵抗領域が重複し、引抜き抵抗力に影響を与える可能性がある。これについては、データを収集し引き続き検討していく。

参考資料

- 2.3.3-1) Masuda et al. Stress-Strain Behavior of Sand in Plane Strain Compression, Extension and Cyclic Loading Tests, *Soils and Foundations*, 1999.
- 2.3.3-2) 公益社団法人日本道路協会：道路土工－擁壁工指針，丸善出版，2012.
- 2.3.3-3) 福武毅芳，松岡元：任意方向単純せん断におけるダイレイタンシーの統一的解釈，土木学会論文集第412号，III-12，1989
- 2.3.3-4) Zhijie Wang, Felix Jacobs 1, Martin Ziegler : Visualization of load transfer behavior between geogrid and sand using PFC2D, *Geotextiles and Geomembranes*, 2014.
- 2.3.3-5) V.D.H. Tran, M.A.Meguid. L.E.Chouinard: A finite-discrete element framework for the 3D modeling of geogrid-soil interaction under pullout loading conditions, *Geotextiles and Geomembranes*, 2013.
- 2.3.3-6) Sawamatsu, Nitta, Miyatake and Otsubo, Bearing resistance property of diameter-expanded anchorage in sandy ground, *E3S Web of Conferences* 92:17003, IS-Glasgow 2019.
- 2.3.3-7) 澤松俊寿，小堀秀俊，宇田川義夫，小林悟史，林豪人，岡崎賢治：砂地盤における拡径型アンカーの引抜き特性，土木学会論文集 C Vol. 66 No. 4, 845-858, 2010

2.3.4. 両側に壁面を有する構造の補強土壁の地震時挙動の分析

(1) はじめに

本項では、橋台アプローチ部に適用される補強土壁のうち、適用される頻度が比較的高い両側に壁面を有する構造の補強土壁（以下、両面補強土壁とする。）について、一般的な片側に壁面を有する構造の補強土壁（以下、片面補強土壁とする。）として扱うことのできる条件を明確にすることを目的とする。両面補強土壁の一般的な構造を図-2.3.4.1に示す。

ここではまず、海外における両面補強土壁の設計法を整理するとともに、国内における両面補強土壁の実態を調査し、壁高や壁面の離隔の傾向や変状事例等について整理を行った。次に、両面補強土壁を対象とした模型実験によって地震時の挙動の確認を行った。なお、本項で取り扱う両面補強土壁には補強材を連結した連結型と補強材を連結していない非連結型があり、非連結型のうち、両側の補強材が重なり合わない構造を独立型、両側の補強材が重なり合う構造を嵌合型と称す。

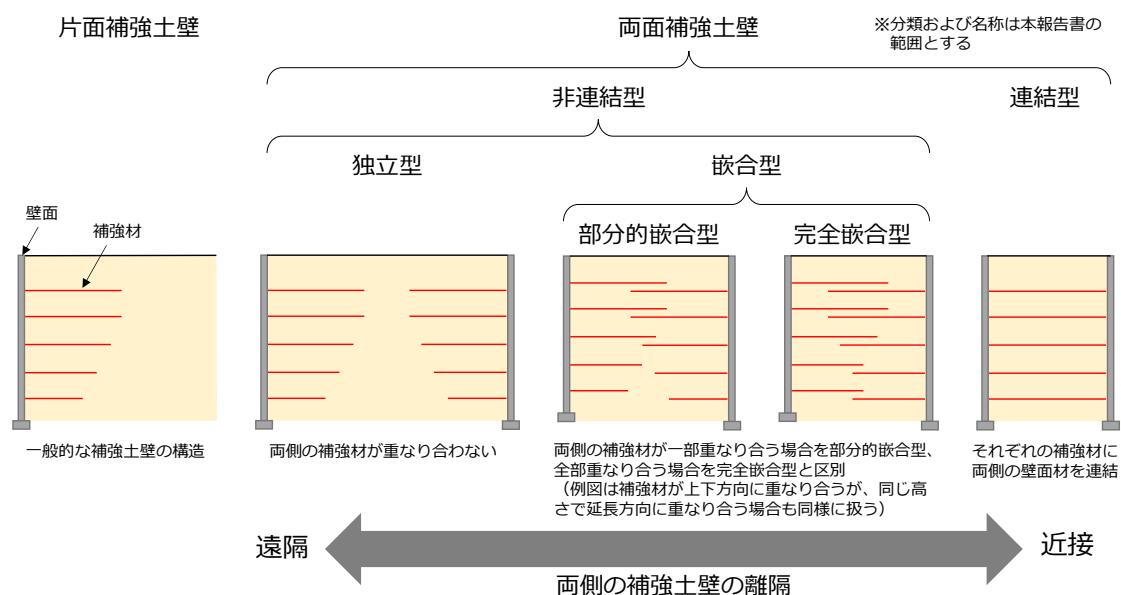


図-2.3.4.1 両面補強土壁の一般的な構造

(2) 海外における両面補強土壁の設計法の整理

海外において両面補強土壁の盛土の設計の考え方について整理を行った。整理を行った基準類を表- 2.3.4.1 に示す。これらのうち、AASHTO、BS EN、Eurocode 7 については具体的な記述は無かった。

以下に、具体的な記載がなされていた FHWA、CEDD Geoguide 6 および Terre Armée Internationale について、その概要を示す。

表- 2.3.4.1 海外の基準類における両面補強土壁に関する設計法や留意点等の取り扱いに関する整理

国・地域	基準	取り扱いの有無
アメリカ合衆国	FHWA-NHI-10-024 ^{2.3.4-1)}	あり
香港	CEDD Geoguide 6 ^{2.3.4-2)}	あり
フランス	Terre Armée Internationale ^{2.3.4-3)}	あり
アメリカ合衆国	AASHTO LRFD Bridge Design Specifications ^{2.3.4-4)}	なし
欧州	BS EN 14475 ^{2.3.4-5)}	なし
欧州	EN 1997 Eurocode7 ^{2.3.4-6)}	なし

1) FHWA (Federal Highway Administration) -NHI-10-024

FHWA(アメリカ連邦高速道路局)の基準において両面補強土壁の盛土の設計法は、表- 2.3.4.2 に示す通り両面補強土壁の背面側の離隔および構造形式に応じて 4 種類(独立型、A 型、B 型、連結型)に分類される。

独立型は補強土壁の補強領域(補強材が配置されている領域)より背面側の主働域が、背面側の補強土壁の補強領域に干渉しない範囲で適用され、設計土圧は一般的な片面補強土壁と同様に補強領域の背面に主働側圧を考慮する従来の設計法が適用される。A 型は両方の補強土壁の離隔が十分確保され、補強材の重なりはなく独立した補強土壁として設計できる。両方の補強土壁(補強領域含む)の距離 D と両側の壁高 H₁、H₂ (ただし、H₁≥H₂) を用いて、D>H₁ · tan(45° - φ/2)≈0.5H₁ の場合は、主働域が完全に作用するものとし、D≤H₁ · tan(45° - φ/2) の場合、主働域が反対側の補強土壁の中で自由に広がることができず、主働域の大きさが減少する。一方、B 型は補強材が重なっており、かつその重なり長 L_R が L_R>H₂ の場合、背面地盤からの土圧が作用せず、両方の補強土壁が一体の構造として挙動すると想定している。したがって補強領域背面の土圧を考慮しない。A 型と B 型の中間的な形状では、主働土圧 100%からゼロまで線形補完することができるとしている。

なお、連結型とは、両側の壁面材が 1 本の補強材で連結された構造で、この構造では、壁の上部から下部にかけて静止応力状態 (K₀) が発生することとなり、その結果、前述の設計方法の想定よりもはるかに高い補強材張力が発生する。設計では、補強材と接合部の張力の

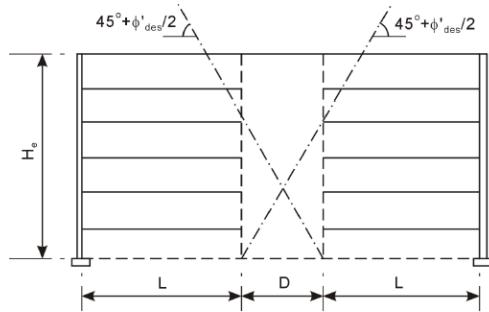
決定、および壁面材の設計において、側圧の増加を含める必要がある。さらに、締固めによって接合部に高い応力が発生する可能性があり、この応力は側方土圧の計算で考慮しなければならない。

表- 2.3.4.2 FHWA での設計の考え方

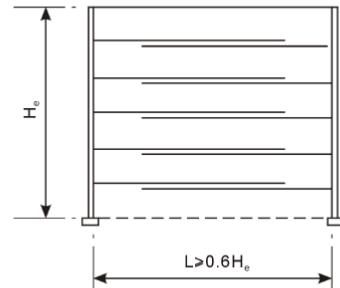
主働域	独立型	A型	B型	連結型
	$H_1 \tan(45 - \phi/2) \leq D$	$D < H_1 \tan(45 - \phi/2)$	$0.3H_2 \leq L_R$	
補強材の重なり長	$L_R = 0$	$L_R < 0.3H_2$	$0.3H_2 \leq L_R$	
メカニズムの概要(推測含)	すべり線が反対側の補強土壁に干渉しない	主働域が反対側の補強土壁の中で自由に広がることができず、 主働域の大きさが減少	背面地盤からの土圧が互いに影響を及ぼさない（一体の構造として挙動）	壁の上部から下部にかけて静止応力状態となる。
設計土圧	補強領域背面に主働側圧を考慮する。	補強領域背面の主働土圧の大きさを直線的に補間（具体的な記載無）	補強領域背面に土圧を考慮しない。	壁面材に作用する土圧に静止土圧を考慮する。
その他留意点等	—	—	プロポーションは次の条件とする（設計水平震度0.05未満が有効） ・ $L_1/H_1 \geq 0.6$ ・ $L_2/H_2 \geq 0.6$ ・ $W_b/H_1 \geq 1.1$	● 締固めによって接続部に高い応力が発生することがありその影響を考慮しなければならない。 ● 壁面材と補強材が垂直でないと、施工中に壁のアライメントを維持することが困難になる可能性 ● 伸びやすい補強材の場合には実績が少ないため慎重を期す必要
概要図				

2) CEDD Geoguide6 in Hong Kong

CEDD (香港 土木工程開発部) の土構造物の設計基準においても、図- 2.3.4.2 に示す通り、1)で述べた FHWA と同様に両方の補強土壁の離隔に応じて 2 種類の考え方分類している。図- 2.3.4.2a)ののような両方の補強土壁の補強材の重なり合いが無い場合、両方の補強土壁の離隔が狭いほど補強領域背後の主働土圧が低減されると考えられているが、計算の簡略化のために低減される影響を無視し、安全側になるよう片面補強土壁として設計を行っている。図- 2.3.4.2b)ののような補強材の重なり合いがある場合、両方の補強土壁を 1 つの構造物として考え、外的安定を照査する。また、内部安定照査においては、裏込めの主働土圧は考慮しないと仮定する。なお、両側の壁面材を 1 本の補強材で連結する構造は適用外としている。



(a) 独立型の場合



(b) 嵌合型の場合

図- 2.3.4.2 Geoguide6 in Hong Kong における設計法の分類

3) TAI (Terre Armée Internationale)

フランスにおける両面補強土壁の考え方は、図- 2.3.4.3 に示すように、独立型、補強材が全段重なり合った完全嵌合型および部分的に重なり合った部分的嵌合型に分けて考える。

まず、独立型は、補強材が重なり合っていない構造である。独立型においては、内的安定と外的安定については、両方の補強土壁でそれぞれ個別に照査を行う。

次に、完全嵌合型の構造について、内的安定は図- 2.3.4.4 に示すように補強材の重なり長 L_R をパラメーターとして、片側の補強材が反対側の主働崩壊線（想定すべり線）に侵入しているかどうかで抵抗側の有効長を変化させている。片側の補強材が反対側の主働崩壊線に侵入しない場合は、片面補強土壁と同様に主働崩壊線後方を抵抗側の有効長としている。それに対し、主働崩壊線に侵入する場合は、侵入した補強材の後端まで主働領域が縮小している。その結果、主働領域中の補強材の長さと抵抗側の有効長の和である補強材長を個別に照査した場合に比べ短縮可能としている。また、補強材に作用する最大張力も個別に照査する場合に比べ小さいとしている。また、外的安定においては、両方の補強土壁を 1 つの構造としてみなす。

部分的嵌合型の構造については、内的安定の照査においては、完全嵌合型と同様に、片側の補強材が反対側の主働崩壊線に侵入しているかどうかにより抵抗長を変化させる。

補強材配置タイプ	独立型(等長)	独立型(不等長)	連接型
補強材配置図			
補強材の重なり合い	補強材同土が重なることはない		
補強材配置タイプ	完全嵌合型		
補強材配置図			
補強材の重なり合い	重なり合う(最小壁間幅=0.6×Hm)	壁上段で重なり合う	

図-2.3.4.3 フランスにおける両面テールアルメの設計の考え方

型式	完全嵌合型	部分的嵌合型	連接型	独立型
配置図				
内的安定検討	主働領域			
	主働領域ストリップ長	$La \geq Lreq$ $Lo' (< Lo)$	$La < Lreq$ Lo	Lo
	ストリップの最大引張力	$Tm' (< Tm)$	Tm	Tm
	抵抗領域のストリップ長	$Lreq' \geq Lreq$	$Lreq$	$Lreq$
外的安定検討	補強領域同土の近接度合い			
	背面土圧係数	$-0.3HB \geq d$ $k=0$	$0.5HA - 0.3HB \geq d \geq -0.3HB$ $0 \leq K \leq K2$	$d \geq 0.5HA - 0.3HB$ $k=K2$

注)La:ストリップの重なり長, k2:背面土圧係数

図-2.3.4.4 主働領域と設計法の分類 (フランス)

4) 海外の設計法まとめ

海外における両面補強土壁の設計の考え方を調査した結果、その傾向は次のとおりであった。

① 補強材の重なり合いの程度、反対側の補強土壁との主働域や主働崩壊線の干渉の程度、両側の補強材の連結の有無の条件に応じて、設計法が分類されていた（表-2.3.4.3）。なお、具体的な設計方法の詳細は各国によって異なるものの、以下の事項が同様の傾向であった。

表-2.3.4.3 海外における両面補強土壁の設計の考え方

補強材の連結	設計の考え方
両側の補強材を連結しない場合 (非連結型)	国によって細かな違いはあるものの、壁が近接しているほど 内的安定（部材設計）および外的安定（疑似擁壁） に用いる土圧を低減させている。これは対象となる土塊が 小さくなるためと考えられる。
両側の補強材を連結する場合 (連結型)	FHWA では静止土圧が用いられている。

- ② 実験や観測による検証結果、特に耐震に関する検証事例は少ない。
- ③ 連結型の場合の留意点として、次の事項が挙げられている。
 - ・締固めによって接続部に高い応力が発生する。
 - ・壁面材と補強材が垂直でないと、施工中に壁面のアライメントを維持することが困難になる。

(3) 国内における両面補強土壁の実態調査

両面補強土壁に関して、壁高や壁面の離隔の傾向、および両面補強土壁であることによる変形状態等の違いがないかを把握するため、実績を収集し整理した結果を示す。

1) 実績集計による傾向整理

1989年から2022年の間に国内で調査された両面補強土壁の代表事例155件（表-2.3.4.4）を抽出・集計した。抽出した両面補強土壁の事例より、その幾何構造について、①壁高Hと幅Bの傾向、②独立型と独立型以外（図-2.3.4.5に示すFHWAによる区分を参考とし、表-2.3.4.2にしたがって分類）に整理した結果を図-2.3.4.6に示す。

図より、収集した範囲では、約9割の事例について壁高Hが10mより低く、幅Bが20mより狭い形状であった。また、壁高Hと幅Bの比H/Bは、ほとんどが1.67（=1/0.6）以下の範囲内であることが分かった。なお、収集した事例の約6割がFHWAの定義での両面補強土壁（独立型以外）に該当する結果となった。

表-2.3.4.4 両面補強土壁の事例抽出

工法	調査対象年数	件数
帯鋼補強土壁	1989～1997年度	64
アンカー補強土壁	2019～2020年度	39
ジオテキスタイル補強土壁	2015～2022年度	52
計		155

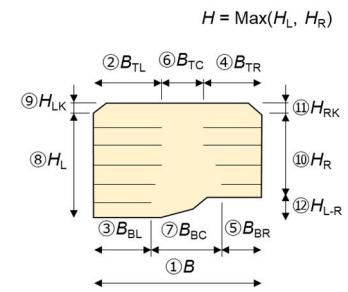


図-2.3.4.5 FHWAによる区分

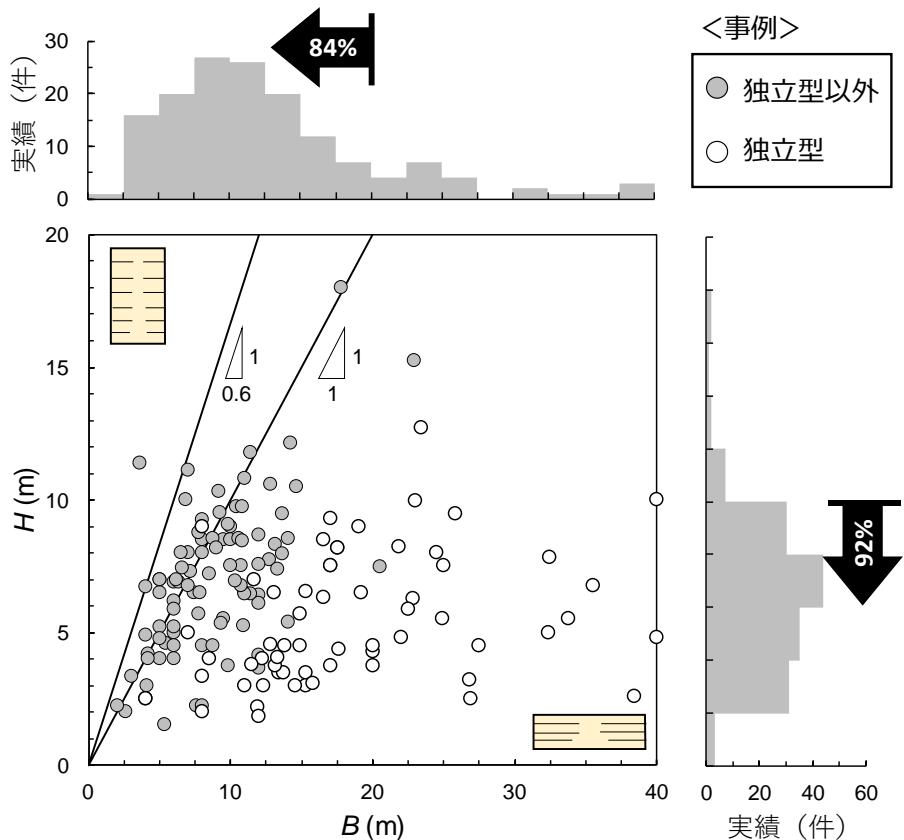


図- 2.3.4.6 壁高 H と幅 B の傾向 (実績分布)

2) 代表的な変状事例

2.3.1 項で分析した橋台アプローチ部の補強土壁の既往の現地調査結果 790 件から、被害頻度の大きい両面補強土壁の事例を抽出した結果を表- 2.3.4.5 に示す。表より、沈下・段差、開き、はらみ出し等の変状が生じていたものの、2.3.1 項で報告した橋台アプローチ部の事例における片面補強土壁の事例と比べて、変形状態や変状程度に著しい違いは認められなかった。抽出した各事例の詳細については 2.3.1 項を参照されたい。

表- 2.3.4.5 両面補強土壁の変状形態

事例	変状の事象				
	開き	段差	沈下	壁面材損傷	盛土材漏出
テ 2	○	○	○		
テ 3	○	○	○		
タ 2		○		○	
タ 3	○	○			○
タ 6		○			

(4) 模型実験による地震時挙動の把握

両面補強土壁を適用する場合に、設計上、片面補強土壁として扱うことのできると考えられる条件や留意事項を把握するために、両面補強土壁の地震時挙動を模型実験により調べた。具体的には、支圧型補強材を用いたアンカー補強土壁および摩擦型補強材を用いた帶鋼補強土壁を対象として、片面および両面補強土壁（以下、片面型および両面型とも区別する。）の破壊形態、加速度応答および土圧（補強材張力）を把握するため、大型動的遠心力載荷試験装置による模型実験を実施した。

実験対象とする両面補強土壁の形状の決定にあたり、志村ら^{2.3.4-7)}の研究で実施した振動台実験で用いた両面補強土壁の壁高 H と幅 B の関係および本項で示す模型実験で用いた両面補強土壁の壁高 H と幅 B の関係について、図- 2.3.4.6 の実績分布にプロットしたものを図- 2.3.4.7 に示す。なお、志村ら^{2.3.4-7)}によると、片面型と両面型（それぞれ $H/B=0.48, 0.57, 0.94, 1.36$ ）を比較したところ、応答加速度、作用土圧、補強材張力並びに壁面水平変位に関して大きな差異はないという結果が報告された。

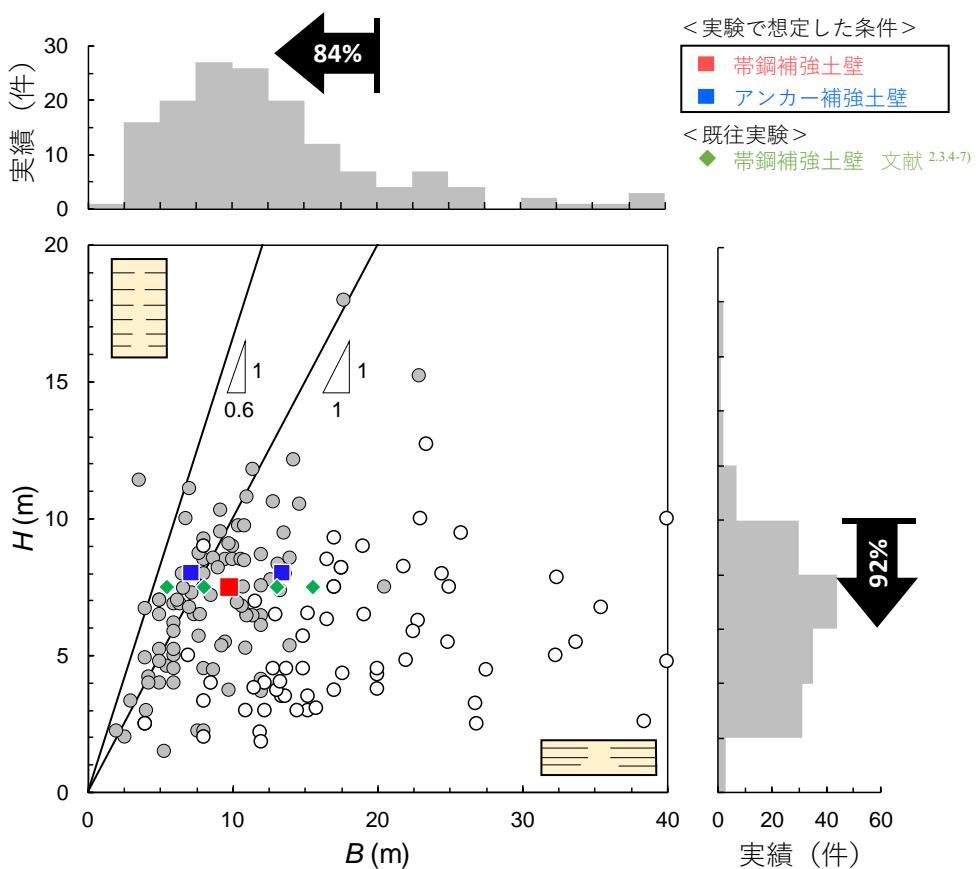


図- 2.3.4.7 実績分布と実験および既往実験で想定した条件

1) 支圧型補強材の模型実験

a) 実験概要

ここでは、大型動的遠心力載荷試験装置を用いたアンカー補強土壁の模型実験について示す。実験ケースを表- 2.3.4.6 に、各ケースの実験模型の構築状況を図- 2.3.4.8 および模型構築完了（実験前）状況を図- 2.3.4.9 にそれぞれ示す。実験は 20G の遠心加速度において、図- 2.3.4.10 に示す正弦波（2Hz、20 波）を段階的に模型に作用させ、応答加速度、土圧、補強材ひずみおよび壁面水平変位を計測した。実験条件等の詳細は、参考文献 2.3.4-8), 2.3.4-9) を参照されたい。

表- 2.3.4.6 実験ケース（アンカー補強土壁）

	壁高 H(m)	幅 B(m)	H/B	構造
MA01	8.0	—	—	片面型
MA02	8.0	13.4	0.60	両面型（独立型）
MA03	8.0	7.2	1.10	両面型（連結型）

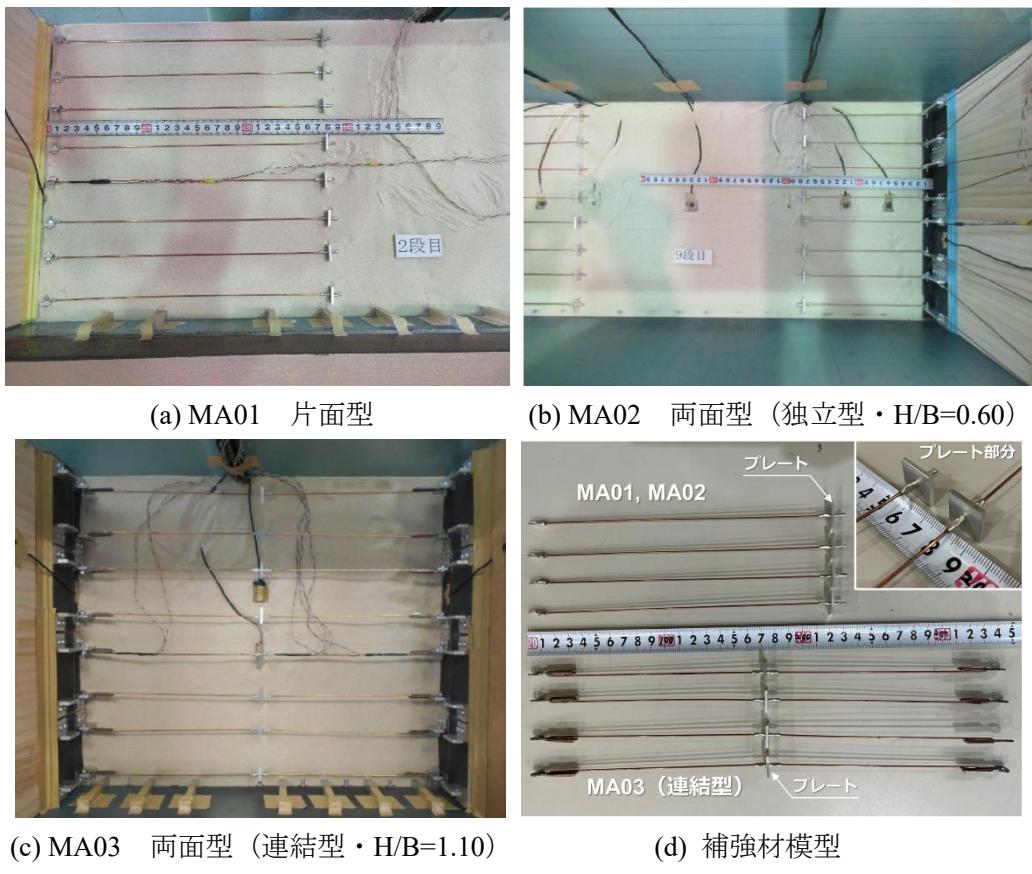
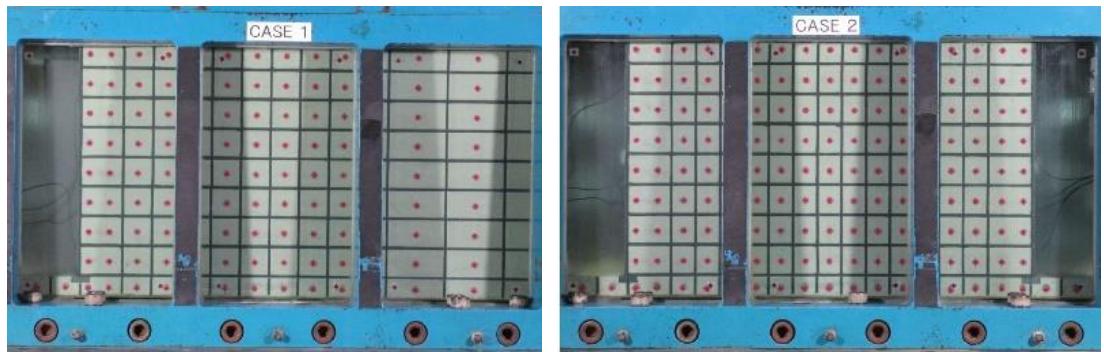


図- 2.3.4.8 模型構築状況



(a) MA01 片面型



(b) MA02 両面型（独立型・H/B=0.60）



(c) MA03 両面型（連結型・H/B=1.10）

図- 2.3.4.9 模型構築完了（実験前）状況

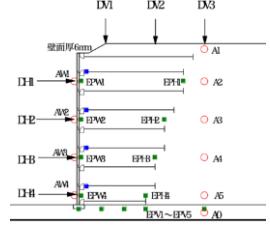
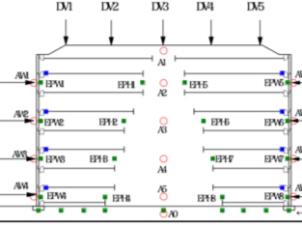
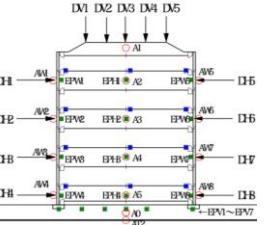
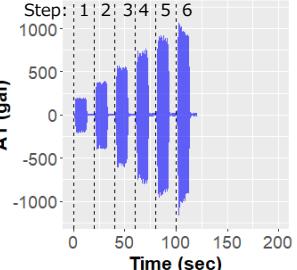
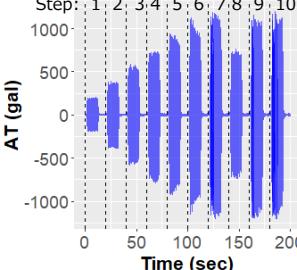
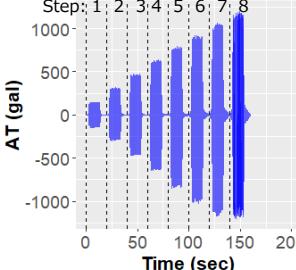
	MA01：片面型	MA02：両面型(独立型)	MA03：両面型(連結型)																																																						
模型概要																																																									
入力地震動	<p>Step: 1, 2, 3, 4, 5, 6</p>  <table border="1"> <thead> <tr> <th>段階載荷</th> <th>入力地震動</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Step 1</td><td>正弦波 150gal 20波</td></tr> <tr><td>Step 2</td><td>正弦波 300gal 20波</td></tr> <tr><td>Step 3</td><td>正弦波 450gal 20波</td></tr> <tr><td>Step 4</td><td>正弦波 600gal 20波</td></tr> <tr><td>Step 5</td><td>正弦波 750gal 20波</td></tr> <tr><td>Step 6</td><td>正弦波 900gal 20波</td></tr> </tbody> </table>	段階載荷	入力地震動	Step 1	正弦波 150gal 20波	Step 2	正弦波 300gal 20波	Step 3	正弦波 450gal 20波	Step 4	正弦波 600gal 20波	Step 5	正弦波 750gal 20波	Step 6	正弦波 900gal 20波	<p>Step: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10</p>  <table border="1"> <thead> <tr> <th>段階載荷</th> <th>入力地震動</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Step 1</td><td>正弦波 150gal 20波</td></tr> <tr><td>Step 2</td><td>正弦波 300gal 20波</td></tr> <tr><td>Step 3</td><td>正弦波 450gal 20波</td></tr> <tr><td>Step 4</td><td>正弦波 600gal 20波</td></tr> <tr><td>Step 5</td><td>正弦波 750gal 20波</td></tr> <tr><td>Step 6</td><td>正弦波 900gal 20波</td></tr> <tr><td>Step 7</td><td>正弦波 1050gal 20波</td></tr> <tr><td>Step 8</td><td>正弦波 1200gal 20波</td></tr> <tr><td>Step 9</td><td>正弦波 1050gal 20波</td></tr> <tr><td>Step 10</td><td>正弦波 1050gal 20波</td></tr> </tbody> </table>	段階載荷	入力地震動	Step 1	正弦波 150gal 20波	Step 2	正弦波 300gal 20波	Step 3	正弦波 450gal 20波	Step 4	正弦波 600gal 20波	Step 5	正弦波 750gal 20波	Step 6	正弦波 900gal 20波	Step 7	正弦波 1050gal 20波	Step 8	正弦波 1200gal 20波	Step 9	正弦波 1050gal 20波	Step 10	正弦波 1050gal 20波	<p>Step: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8</p>  <table border="1"> <thead> <tr> <th>段階載荷</th> <th>入力地震動</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Step 1</td><td>正弦波 150gal 20波</td></tr> <tr><td>Step 2</td><td>正弦波 300gal 20波</td></tr> <tr><td>Step 3</td><td>正弦波 450gal 20波</td></tr> <tr><td>Step 4</td><td>正弦波 600gal 20波</td></tr> <tr><td>Step 5</td><td>正弦波 750gal 20波</td></tr> <tr><td>Step 6</td><td>正弦波 900gal 20波</td></tr> <tr><td>Step 7</td><td>正弦波 1050gal 20波</td></tr> <tr><td>Step 8</td><td>正弦波 1200gal 20波</td></tr> </tbody> </table>	段階載荷	入力地震動	Step 1	正弦波 150gal 20波	Step 2	正弦波 300gal 20波	Step 3	正弦波 450gal 20波	Step 4	正弦波 600gal 20波	Step 5	正弦波 750gal 20波	Step 6	正弦波 900gal 20波	Step 7	正弦波 1050gal 20波	Step 8	正弦波 1200gal 20波
段階載荷	入力地震動																																																								
Step 1	正弦波 150gal 20波																																																								
Step 2	正弦波 300gal 20波																																																								
Step 3	正弦波 450gal 20波																																																								
Step 4	正弦波 600gal 20波																																																								
Step 5	正弦波 750gal 20波																																																								
Step 6	正弦波 900gal 20波																																																								
段階載荷	入力地震動																																																								
Step 1	正弦波 150gal 20波																																																								
Step 2	正弦波 300gal 20波																																																								
Step 3	正弦波 450gal 20波																																																								
Step 4	正弦波 600gal 20波																																																								
Step 5	正弦波 750gal 20波																																																								
Step 6	正弦波 900gal 20波																																																								
Step 7	正弦波 1050gal 20波																																																								
Step 8	正弦波 1200gal 20波																																																								
Step 9	正弦波 1050gal 20波																																																								
Step 10	正弦波 1050gal 20波																																																								
段階載荷	入力地震動																																																								
Step 1	正弦波 150gal 20波																																																								
Step 2	正弦波 300gal 20波																																																								
Step 3	正弦波 450gal 20波																																																								
Step 4	正弦波 600gal 20波																																																								
Step 5	正弦波 750gal 20波																																																								
Step 6	正弦波 900gal 20波																																																								
Step 7	正弦波 1050gal 20波																																																								
Step 8	正弦波 1200gal 20波																																																								

図- 2.3.4.10 各ケースの断面、計測器配置位置および入力地震動

b) 破壊形態

実験終了後の状態を図- 2.3.4.11 に示す。片面型と独立型 ($H/B=0.60$) の場合には、入力加速度の増加とともに壁面のはらみ出しが増加し、やがて補強領域および背面地盤にせん断層 (すべり線) が出現した。すべり線の形状は 2 つのケースでほぼ一致した。一方で連結型 ($H/B=1.10$) の場合には、入力加速度の振幅を約 1200gal まで載荷しても大きく変形するところなく、補強材の破断も生じなかった。

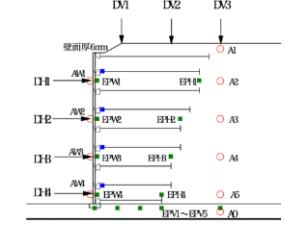
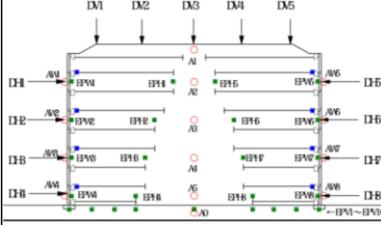
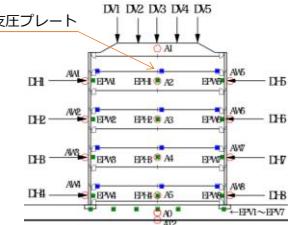
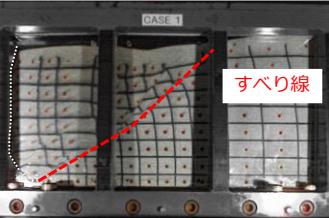
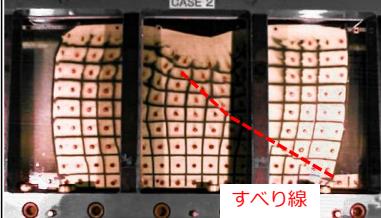
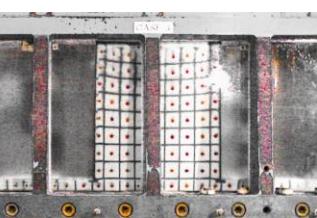
	MA01：片面型	MA02：両面型(独立型)	MA03：両面型(連結型)
模型概要			
破壊形態			

図- 2.3.4.11 各ケースの実験終了後の状態（それぞれ最終加振後）

c) 加速度応答

ここでは、①壁面材背面および②補強領域背面に設置した加速度計より、加速度応答倍率を算出した。加速度計の設置位置を図- 2.3.4.12 に示す。ここでの加速度応答倍率とは、各加速度計設置点での応答加速度を入力加速度（ここでは、土槽底面に設置した加速度計「AT」の応答加速度とする）で正規化した値である。なお、本実験では補強領域背面の応答加速度は補強領域内の応答加速度と同程度であると仮定し、補強領域の平均応答加速度による慣性力最大時（加速度は負）の加速度応答倍率を抽出した。

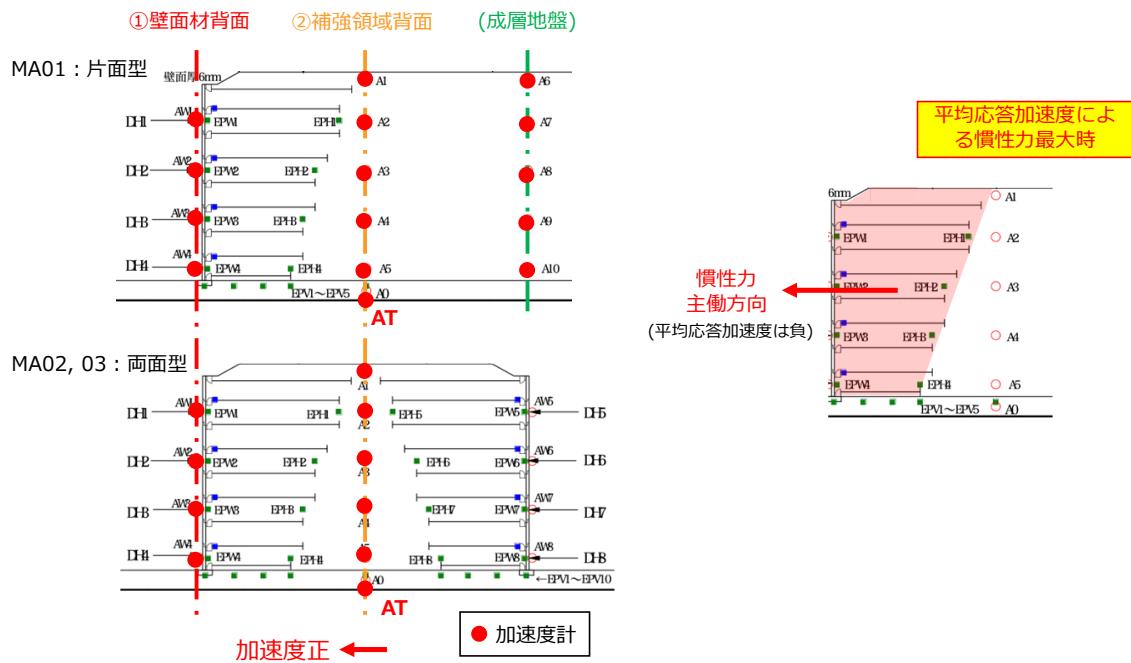


図- 2.3.4.12 加速度計の設置位置

壁面材背面の位置での応答倍率を図- 2.3.4.13 に示す。平均応答加速度が大きいほど応答倍率も大きい傾向にあるが、極めて大きな加速度（概ね 600gal 以上）を入力した際には、片面型および両面型共に分布形状が異なっていることが分かる。これは、天端に近づくほど入力加速度と平均応答加速度の位相のずれが大きくなつた影響と考えられる。この影響を考慮して、通常想定すべき外力の範囲であると考えられる、入力加速度のレベルを正弦波 400gal 以下に限定した場合の加速度応答倍率を図- 2.3.4.14 に示す。図より、いずれのケースも応答倍率の分布形状・大きさは同様の傾向にあり、両面型 (H/B=0.60 および H/B=1.10) と片面型との顕著な違いは認められなかった。

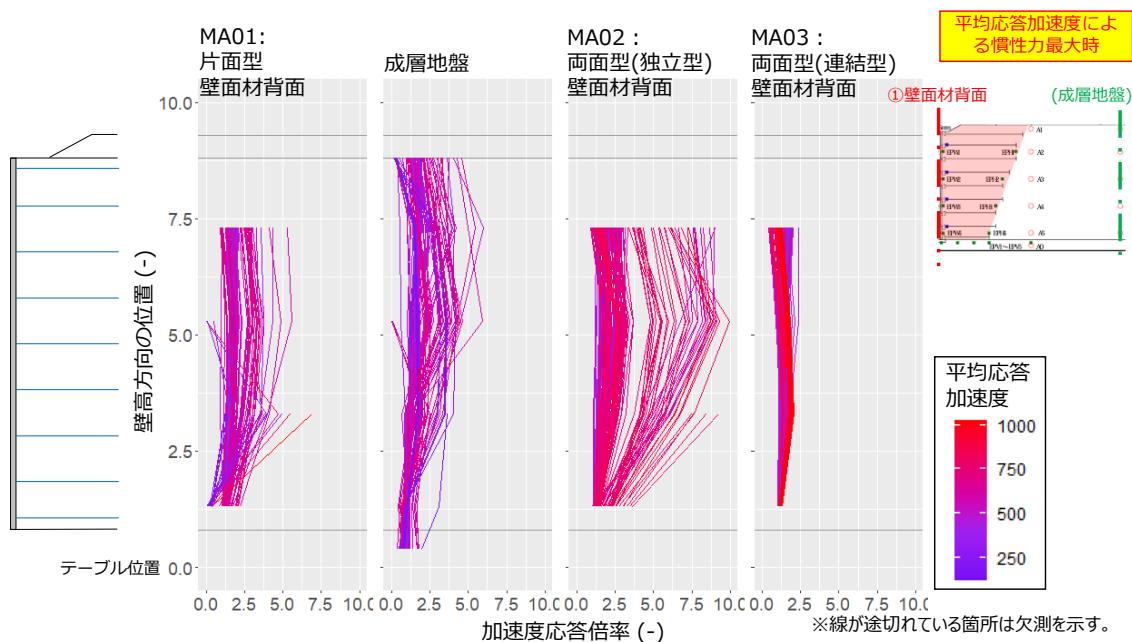


図- 2.3.4.13 壁面材背面位置での応答倍率（それぞれ最終加振まで）

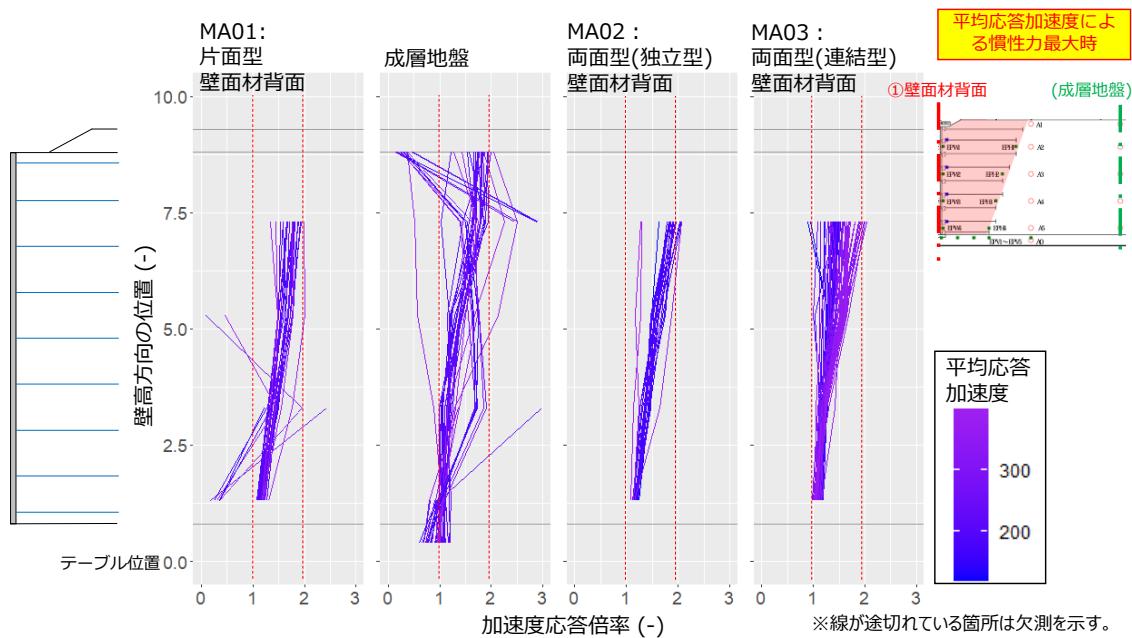


図- 2.3.4.14 壁面材背面位置での応答倍率（正弦波 400gal まで）

次に、補強領域背面位置での応答倍率を図- 2.3.4.15 に示す。こちらも壁面材背面位置の場合と同様に、平均応答加速度が大きいほど応答倍率も大きい傾向にあるが、分布形状には大きな違いが認められないことが分かる。壁面材背面位置の場合と同様に、通常想定すべき外力の範囲として、入力加速度のレベルを正弦波 400gal 以下に限定した場合の加速度応答倍率を図- 2.3.4.16 に示す。こちらにおいても、いずれのケースも応答倍率の分布形状・大きさは同様の傾向にあり、両面型 ($H/B=0.60$ および $H/B=1.10$) と片面型とで顕著な違いは認められなかった。

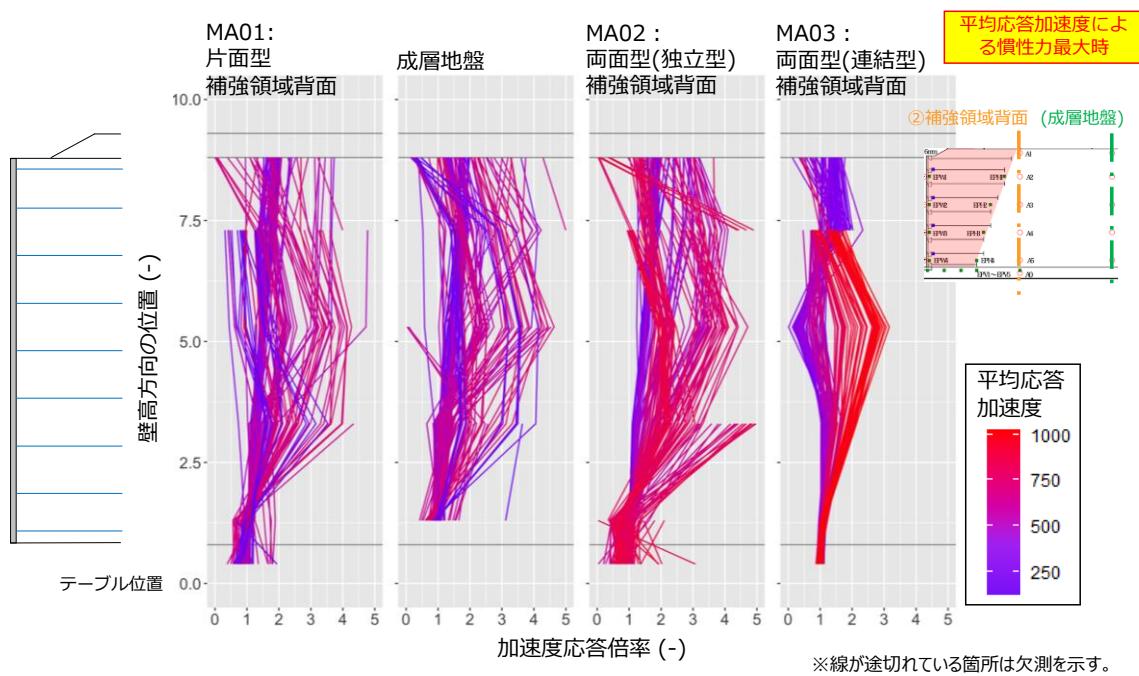


図- 2.3.4.15 補強領域背面位置での応答倍率 (それぞれ最終加振まで)

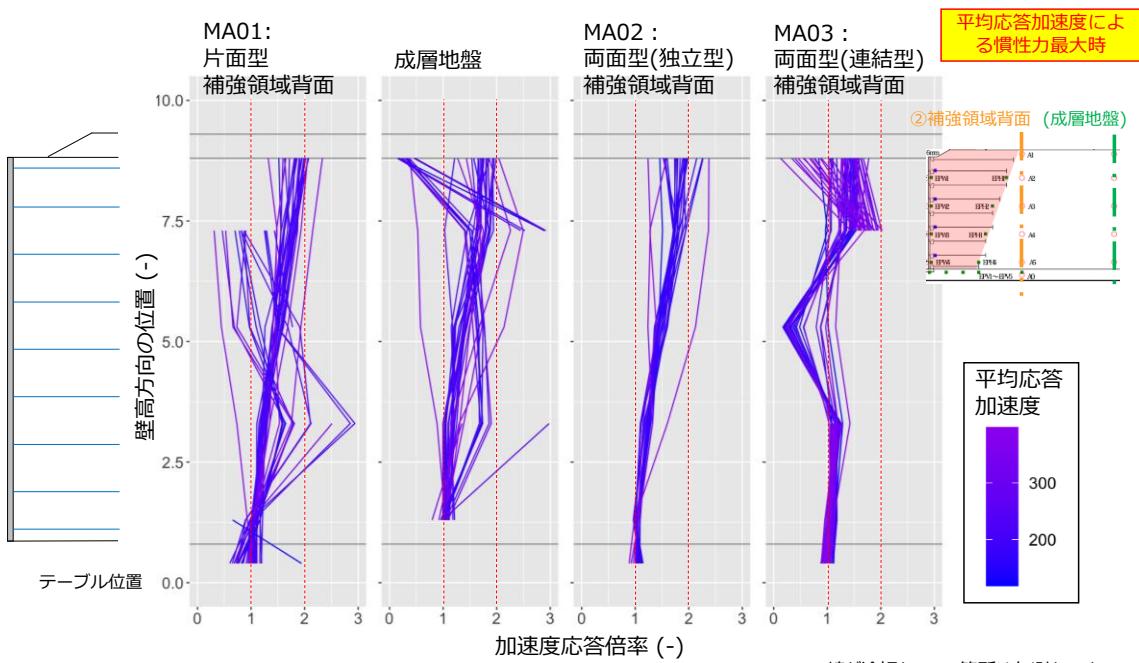


図- 2.3.4.16 補強領域背面位置での応答倍率 (正弦波 400gal まで)
 ※線が途切れている箇所は欠測を示す。

d) 土圧

2.1.1 項で述べたように、補強土壁は主働領域内の盛土から壁面材に作用する土圧と安定領域内の補強材の引抜き抵抗力とが釣り合いながら、壁面材、補強材および盛土材が相互に拘束し一体となって挙動することで安定を保つと考えられている。そのため、ここでは、壁面材の背面に作用する土圧と補強材の張力を比較した。なお、ここでは土圧と補強材張力を無次元量で比較するために土圧係数の形で整理して分析した。補強材ひずみから疑似的な土圧係数を疑似土圧係数 K_T として下式(1)で算出し整理したものを図- 2.3.4.17 に、壁面材に設置された土圧計により算出した土圧係数 K を整理したものを図- 2.3.4.18 に示す。なお、補強材張力は、補強材と壁面材の連結部付近で計測したひずみの値から算出しており、補強材等の摩擦による影響も包含する値となっている。また、ここで示す土圧係数および疑似土圧係数は、入力地震動 900gal (正弦波) までの平均応答加速度のピーク時での土圧分布をもとに算出した。

$$K_{Ti} = \frac{EA\varepsilon/s_h s_v}{\gamma h_i} \quad (1)$$

ここで、 K_{Ti} は各段の疑似土圧係数、 E は弾性係数、 A は補強材の断面積、 ε は補強材のひずみ、 S_h は補強材の水平間隔、 S_v は補強材の鉛直間隔、 γ は補強領域の盛土材の単位体積重量、 h_i は i 段目の天端からの高さである。

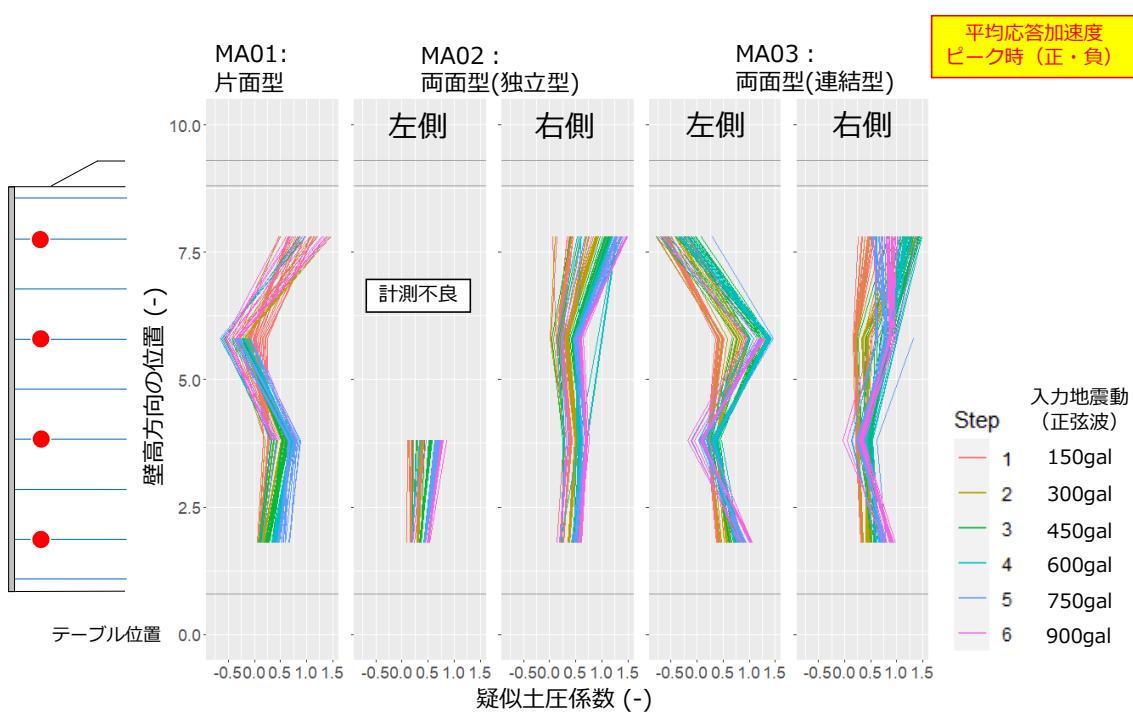


図- 2.3.4.17 壁背面に作用する疑似土圧係数（補強材ひずみより算出）

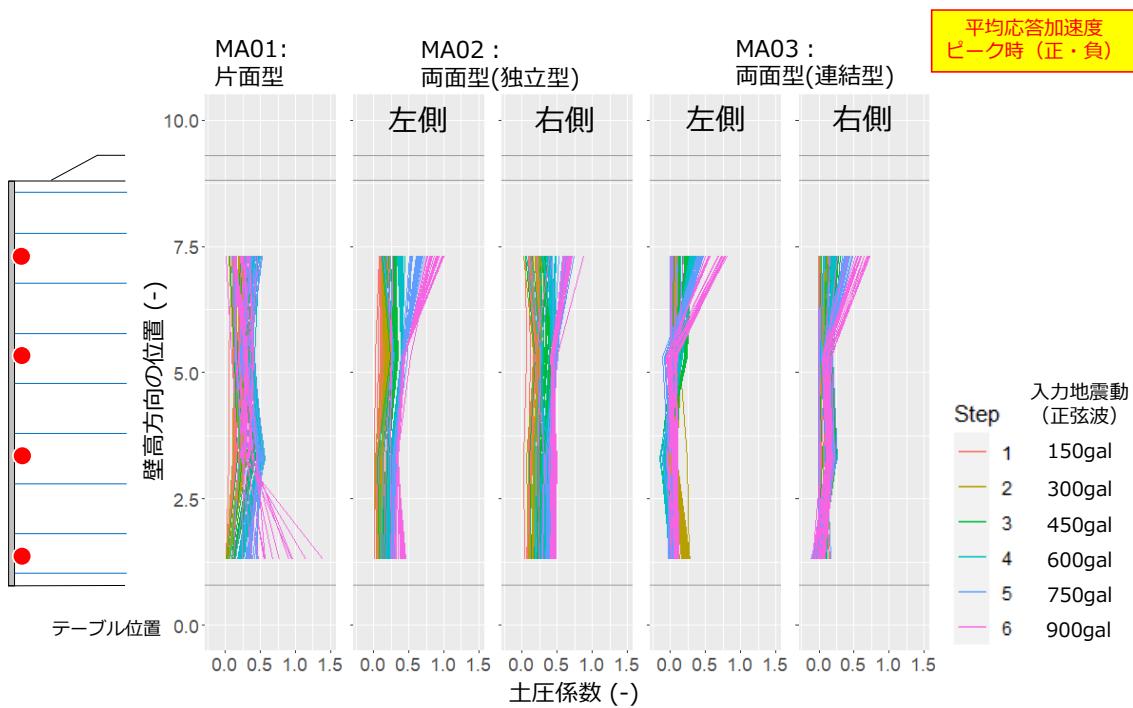


図- 2.3.4.18 壁背面に作用する土圧係数（土圧計より算出）

図- 2.3.4.17 より、下段の疑似土圧係数は片面型および独立型で同程度の値を示した。また、通常想定すべき外力の範囲として、入力地震動 450gal 程度の応答に着目しても、異なる傾向は認められなかった。一方で、連結型については、最上段を除き左右で同様の傾向を示したが、他のケースとは Step ごとの土圧係数の増加傾向が異なる結果となった。最上段については、土被りが小さいことで壁面材の動きが大きくなり、異なる挙動を示したと考えられる。

図- 2.3.4.18 より、入力地震動 450gal (通常想定すべき外力の範囲) から 750gal までの範囲においては、片面型と独立型の土圧係数は同程度であった。一方で、入力地震動が最も大きい 900gal においては、片面型と両面型 (独立型および連結型) とで土圧係数の増加傾向が異なる結果となった。また、連結型については、左右共に土圧係数が他のケースの半分程度と小さくなかった。これは、補強材を連結したことにより、反対側の壁面までの盛土が一体となって挙動し、片面型や独立型に比べて主働側に作用する土圧が小さくなつたためと考えられる。

土圧計から算出した土圧係数と補強材ひずみから算出した疑似土圧係数を比較すると、片面型および独立型の場合は同程度もしくは補強材ひずみから算出した疑似土圧係数がやや大きい結果であったのに対し、連結型の場合は、土圧計から算出した土圧係数に対し補強材のひずみから算出した疑似土圧係数が顕著に大きい結果となった。これは、前述のように連結型の場合には土が拘束されるため、壁面に作用する主働土圧が小さくなつた一方で、地震動による土が変形しようとする力を補強材が負担したためと考えられる。

e) 実験結果のまとめ

大型動的遠心力載荷試験装置を用いたアンカー補強土壁の模型実験の結果を分析することにより、支圧型補強材を用いた両面補強土壁について以下の知見が得られた。

- ・ 片面型のアンカー補強土壁と独立型 ($H/B=0.60$) のアンカー補強土壁とでは破壊形態 (補強領域および背面地盤にせん断層の発生) は変わらない。
- ・ 一方で、連結型 ($H/B=1.10$) の場合には、今回の実験では破壊に至らなかつたものの、補強材の破断等の部材の破壊が先行するものと想定される。
- ・ 2 種類の両面型 (独立型および連結型) においては、応答加速度の分布は片面型と同様の傾向であった。
- ・ 独立型 ($H/B=0.60$) においては、土圧計により求めた土圧係数の分布および補強材のひずみから求めた疑似土圧係数の分布は片面型と同様の傾向であった。
- ・ 一方で、連結型 ($H/B=1.10$) においては、土圧計により求めた土圧係数の値は片面型よりも小さい傾向であり、補強材のひずみから算出した疑似土圧係数は土圧計から算出した土圧係数に対し顕著に大きくなる傾向であった。これは、連結型の場合には土が拘束されるため、壁面に作用する主働土圧が小さくなつた一方で、地震動による土

が変形しようとする力を補強材が負担したためと考えられる。

以上より、本実験の結果によると、 $H/B < 0.60$ 程度の非連結型（独立型）の両面補強土壁は片面補強土壁として扱って差し支えないと考えられる。一方で連結型の両面補強土壁については、破壊形態等が異なる可能性があることを考えると、補強土壁の設計体系とは異なるという整理をしていくのが適当である（2.3.1 項参照）。

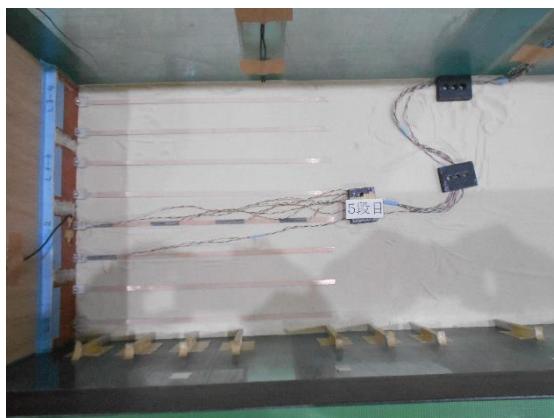
2) 摩擦型補強材の模型実験

a) 実験概要

ここでは、大型動的遠心力載荷試験装置を用いた帶鋼補強土壁の模型実験について示す。実験ケースを表- 2.3.4.7 に、各ケースの実験模型の構築状況を図- 2.3.4.19 および模型完了（実験前）状況を図- 2.3.4.20 にそれぞれ示す。実験は 20G の遠心加速度において、図- 2.3.4.21 に示す地震動および正弦波（2Hz、20 波）を段階的に模型に作用させ、応答加速度、土圧、補強材ひずみおよび壁面水平変位を計測した。

表- 2.3.4.7 実験ケース（帶鋼補強土壁）

	壁高H (m)	幅B (m)	H/B	構造
TA01'	7.5	—	—	片面型
TA02'	7.5	9.8	0.77	両面型（完全嵌合型）



(a) TA01' 片面型

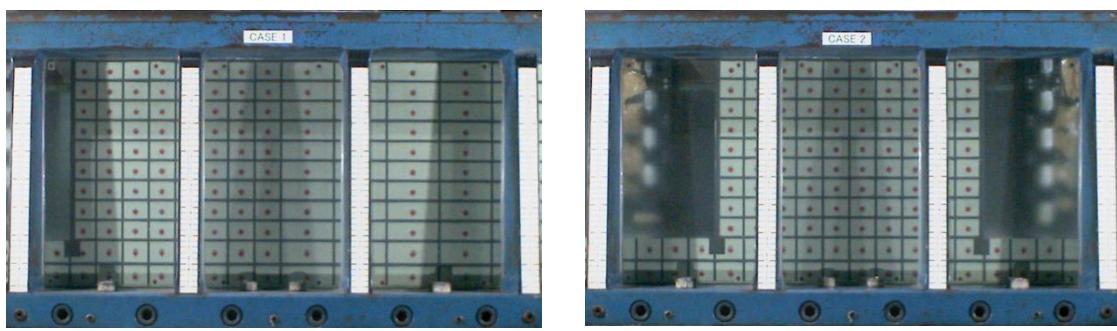


(b) TA02' 両面型 ($H/B=0.77$)



(c) 補強材模型

図- 2.3.4.19 模型構築状況



(a) TA01' 片面型

(b) TA02' 両面型 (H/B=0.77)

図- 2.3.4.20 模型構築完了 (実験前) 状況

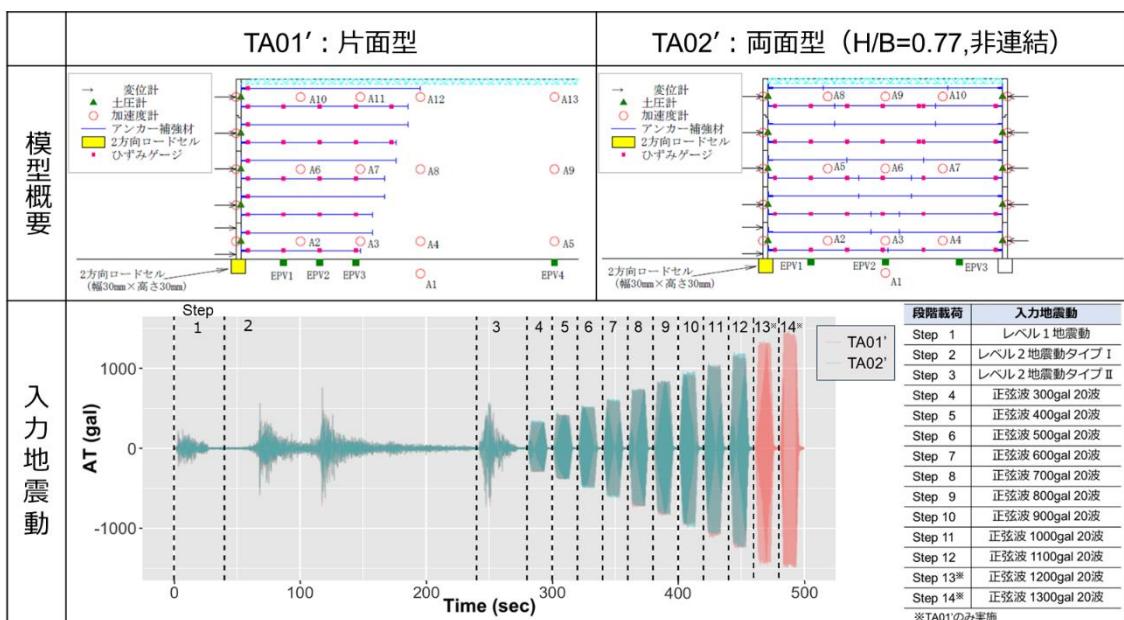


図- 2.3.4.21 各ケースの断面、計測器配置位置および入力地震動

b) 破壊形態

破壊形態は入力加速度の増加とともに壁面のはらみだしが増加し、やがて補強領域および背面地盤にせん断層（すべり線）が出現した。各実験ケースにおいて、目視にて盛土内にせん断層が確認できた載荷 Step11（正弦波 1000gal）後の画像を図-2.3.4.22 に示す。図より、すべり線の形状は両ケースでほぼ一致した。

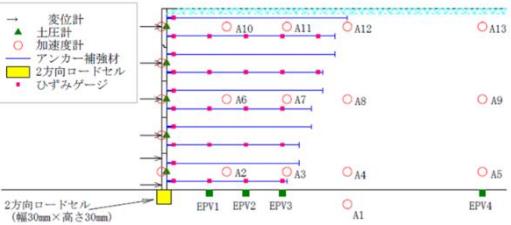
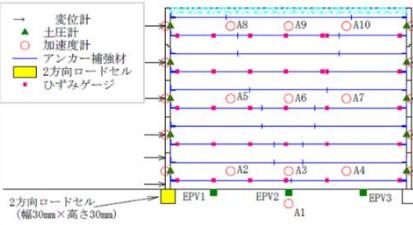
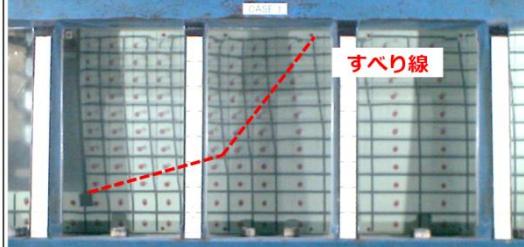
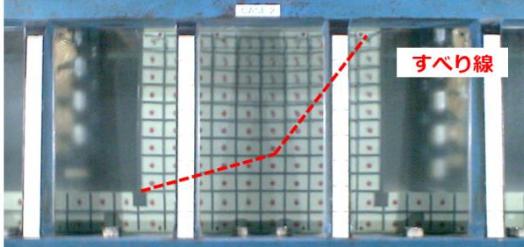
	TA01'：片面型	TA02'：両面型（非連結）
模型概要	 <p>変位計 ▲ 土圧計 ○ 加速度計 — アンカー補強材 ■ 2方向ロードセル ● ひずみゲージ</p> <p>2方向ロードセル (幅30mm×高さ30mm)</p> <p>EPV1 EPV2 EPV3 EPV4</p>	 <p>変位計 ▲ 土圧計 ○ 加速度計 — アンカー補強材 ■ 2方向ロードセル ● ひずみゲージ</p> <p>2方向ロードセル (幅30mm×高さ30mm)</p> <p>EPV1 EPV2 EPV3</p>
破壊形態		

図-2.3.4.22 各ケースの破壊形態（Step11：正弦波 1000gal 加振後）

c) 加速度応答

ここでは、①壁面材背面および②補強領域内に設置した加速度計より、加速度応答倍率を算出した。加速度計の設置位置を図-2.3.4.23に示す。ここで加速度応答倍率とは、各加速度計設置点での応答加速度を入力加速度（ここでは、土槽底面に設置した加速度計「AT」の応答加速度とする）で正規化した値である。なお、補強領域の平均応答加速度による慣性力最大時（加速度は負）の加速度応答倍率を抽出した。

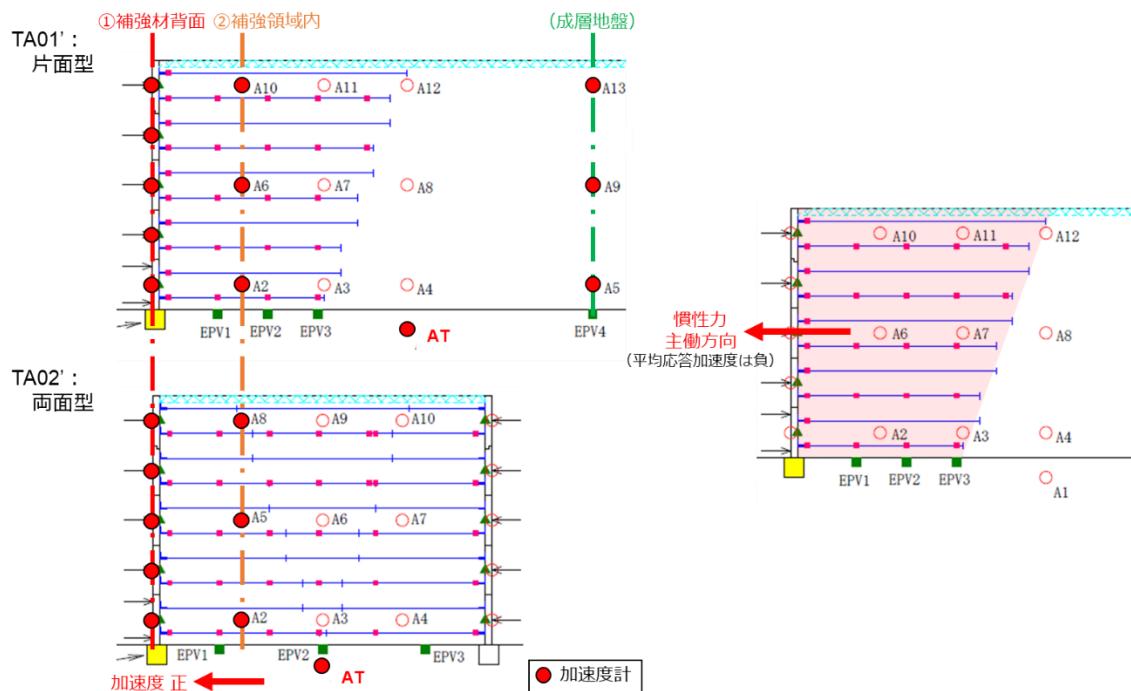


図-2.3.4.23 加速度計の設置位置

壁面材背面位置における各ケースの比較が可能な最大の入力地震動を加振したStep12(正弦波 1100gal)までの応答倍率を図-2.3.4.24に示す。図より平均応答加速度が大きいほど応答倍率も大きい傾向にあるが、極めて大きな加速度（概ね600gal以上）を入力した際には、片面型および両面型共に分布形状が異なっていることが分かる。

これは、天端に近づくほど入力加速度と平均応答加速度の位相のずれが大きくなつた影響と考えられる。この影響を考慮して、通常想定すべき外力の範囲であると考えられる、入力加速度のレベルとしてレベル1地震動、レベル2地震動タイプI、レベル2地震動タイプII、正弦波300galおよび正弦波400galまでを載荷したStep5までに限定した場合の加速度応答倍率を図-2.3.4.25に示す。図より、片面型と両面型において応答内率の分布形状・大きさは概ね同様の傾向にあり、両面型(H/B=0.77)と片面型との顕著な違いは認められなかつた。

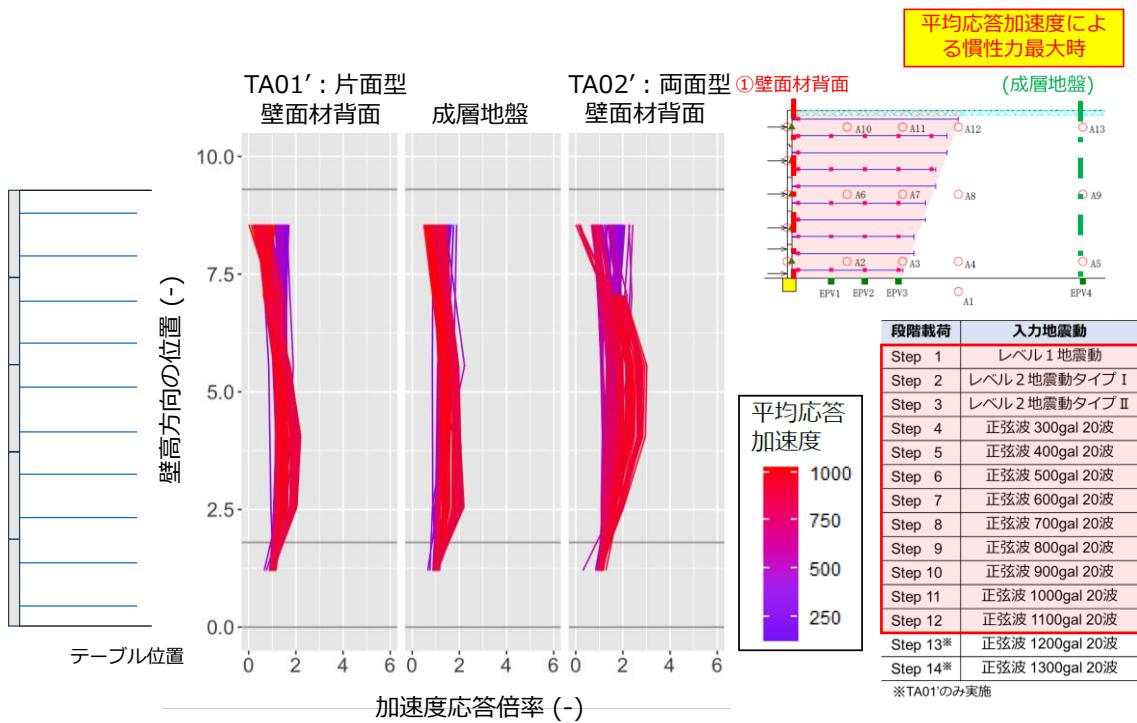


図- 2.3.4.24 壁面材背面位置での応答倍率 (Step12 : 正弦波 1100gal まで)

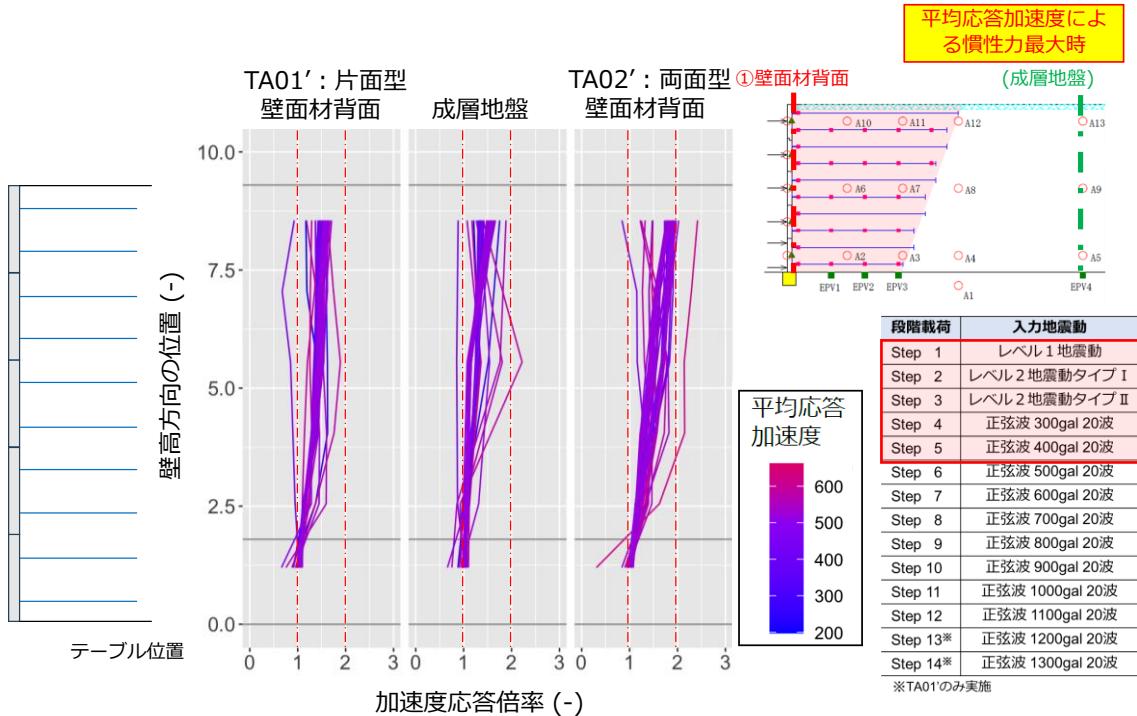


図- 2.3.4.25 壁面材背面位置での応答倍率 (Step5 : 正弦波 400gal まで)

次に、補強領域内における片面型および両面型の応答倍率について、各ケースの比較が可能な最大の入力加速度を載荷した Step12 (正弦波 1100gal) までの応答倍率を図-2.3.4.26 に、通常想定すべき外力の範囲と考えられる正弦波 400gal までの Step5 までに限定した応答倍率を図-2.3.4.27 にそれぞれ示す。図-2.3.4.26 より、補強領域の中央付近の応答倍率は、壁面材の背面付近の応答倍率と変わらないことが確認された。応答倍率の傾向は、壁面材背面位置と同様の傾向を示し、平均応答加速度が大きいほど応答倍率も大きくなる。極めて大きな加速度(概ね 1,000gal 以上)を入力した際には、片面型および両面型共に分布形状の異なりが確認できる。これも、壁面材背面位置の場合と同様に、高さに応じた位相のずれが影響したものと考えられる。図-2.3.4.27 より、こちらも傾向は、壁面材背面位置の場合と同様に、片面型と両面型において応答倍率の分布形状・大きさは概ね同様の傾向にあり、形状による差は認められなかった。

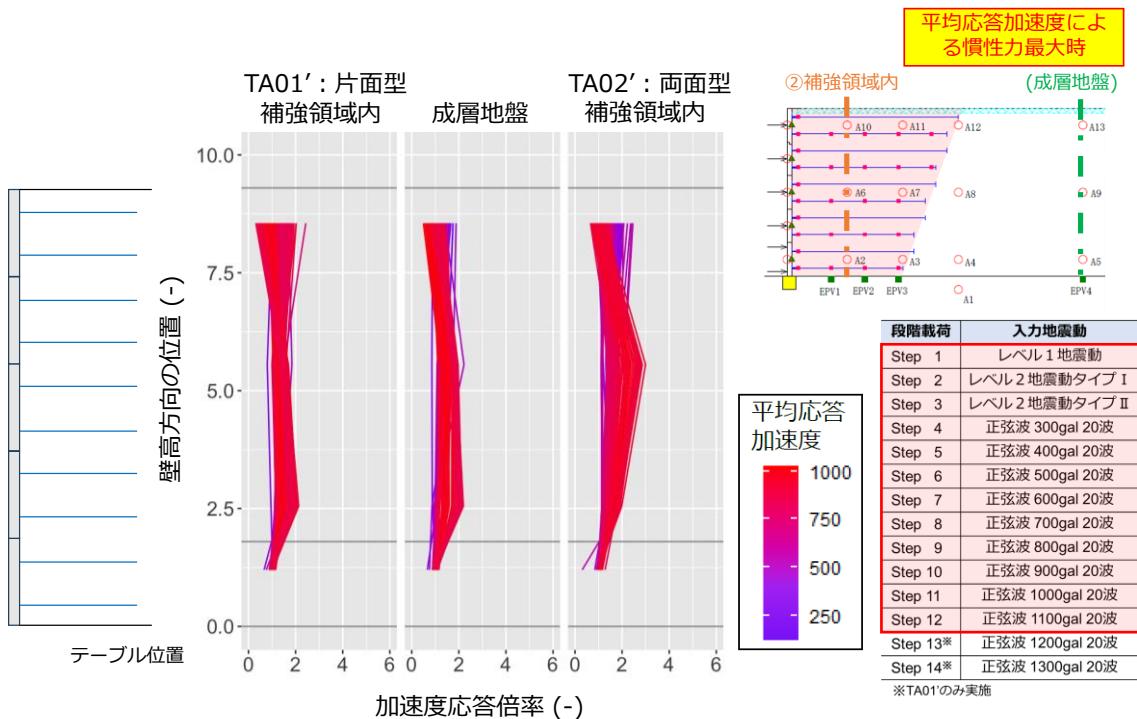


図-2.3.4.26 補強領域内での応答倍率 (Step12: 正弦波 1100gal まで)

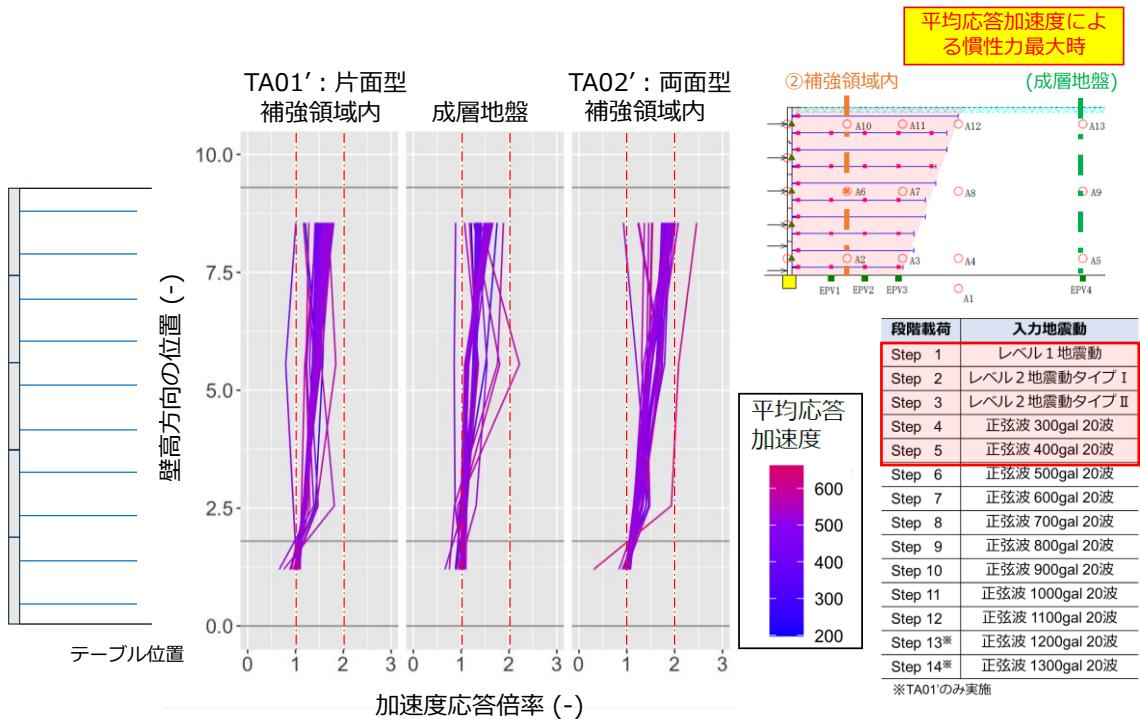


図- 2.3.4.27 補強領域内での応答倍率 (Step5 : 正弦波 400gal まで)

d) 土圧

2.1.1 項で述べたように、補強土壁は主働領域内の盛土から壁面材に作用する土圧と安定領域内の補強材の引抜き抵抗力とが釣り合いながら、壁面材、補強材および盛土材が相互に拘束し一体となって挙動することで安定を保つと考えられている。そのため、ここでは、壁面材の背面に作用する土圧と補強材の張力を比較した。なお、ここでは土圧と補強材張力を無次元量で比較するために土圧係数の形で整理して分析した。補強材ひずみから疑似的な土圧係数を疑似土圧係数 K_T として下式(2)で算出し整理したものを図- 2.3.4.28 に、壁面材に設置された土圧計により算出した土圧係数 K を整理したものを図- 2.3.4.29 に示す。なお、補強材張力は、補強材と壁面材の連結部付近で計測したひずみの値から算出している。また、ここで示す土圧係数および疑似土圧係数は、レベル1 地震動、レベル2 地震動タイプII、正弦波 400gal、600gal、800gal および 1000gal の載荷ステップの平均応答加速度のピーク時の土圧分布をもとに算出した。

$$K_{Ti} = \frac{EA\varepsilon/s_h s_v}{\gamma h_i} \quad (2)$$

ここで、 K_{Ti} は各段の疑似土圧係数、 E は弾性係数、 A は補強材の断面積、 ε は補強材のひずみ、 s_h は補強材の水平間隔、 s_v は補強材の鉛直間隔、 γ は補強領域の盛土材の単位体積重量、 h_i は i 段目の天端からの高さである。

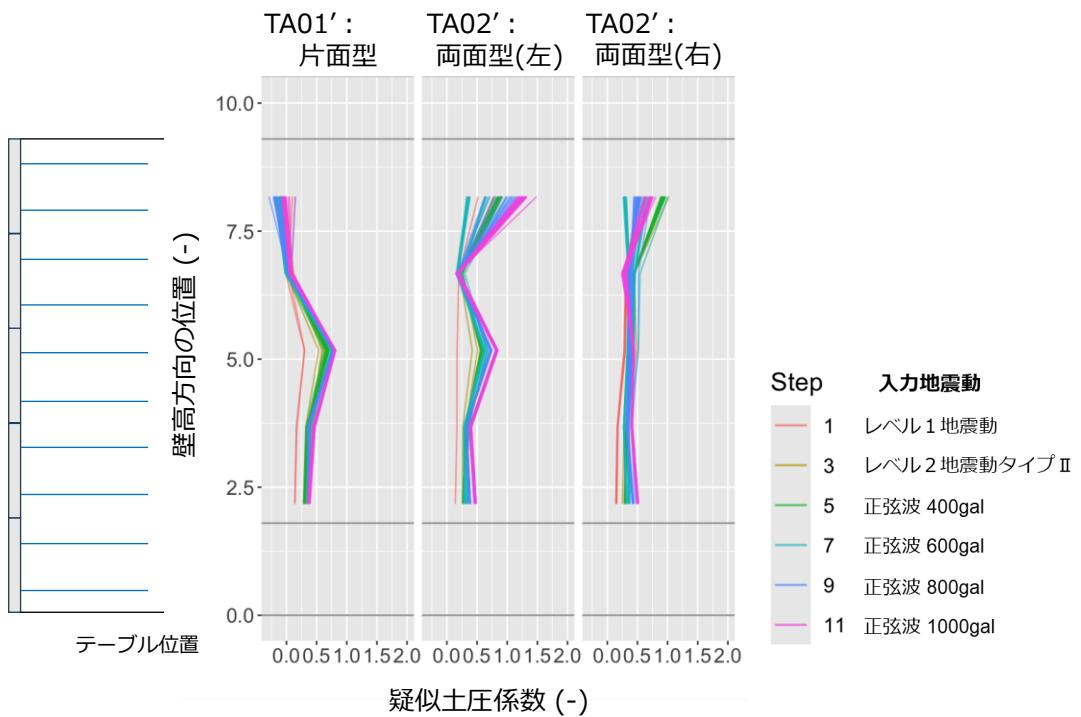


図- 2.3.4.28 壁背面に作用する疑似土圧係数（補強材ひずみより算出）

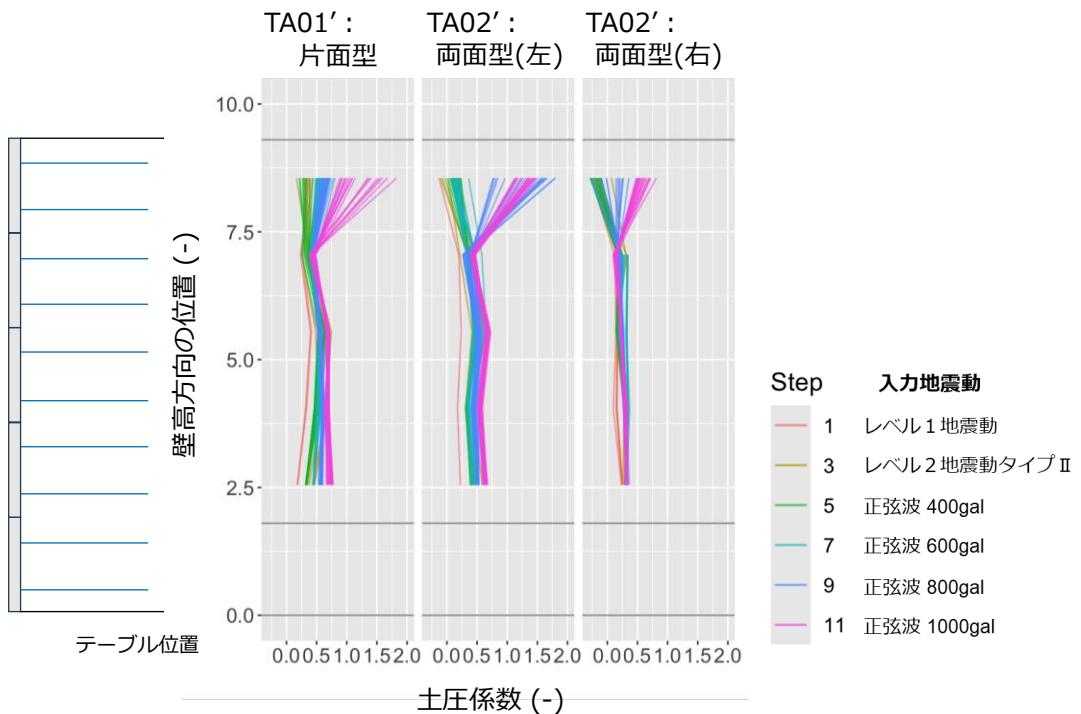


図- 2.3.4.29 壁背面に作用する土圧係数（土圧計より算出）

図-2.3.4.28 および図-2.3.4.29 より、片面型と両面型では土圧係数も同程度であった。また補強材ひずみから算出した疑似土圧係数と土圧計から算出した土圧係数に差は見られなかった。通常想定すべき外力の範囲として、正弦波 400gal までの Step5 までの応答に着目しても、異なる傾向は認められなかった。図-2.3.4.29 より、最上段の位置での土圧係数については、正弦波 800gal 以上のステップにおいて大きく増加している。これは、加振により天端盛土が沈下したこと、最上段壁面材の動きが大きくなつた可能性が考えられる。

e) 補強材の長手方向のひずみ分布

各段補強材の長手方向のひずみ分布（ひずみゲージの設置位置については図-2.3.4.21 参照）を図-2.3.4.30 に示す。同図では代表として Step3（レベル 2 地震動タイプ II）時の分布を示している。図より片面型と両面型のひずみ分布について大きな差異は認められなかつた。

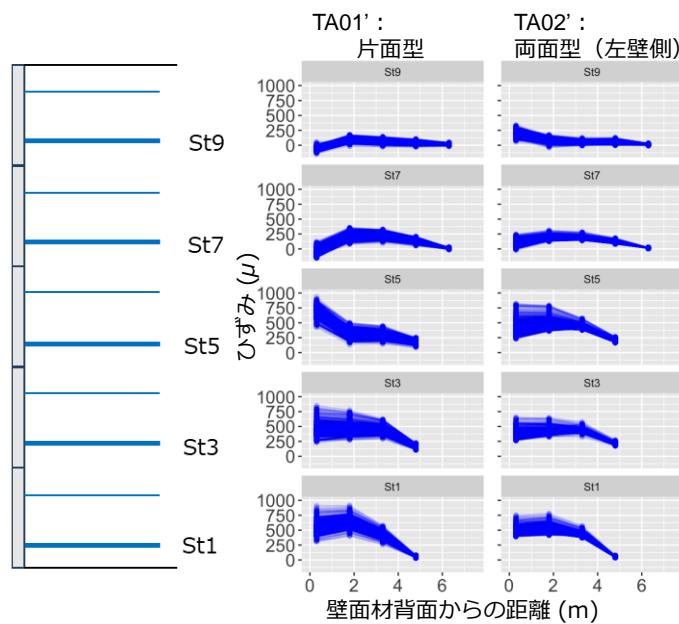


図-2.3.4.30 補強材の長手方向のひずみ分布 (Step3: レベル 2 地震動タイプ II)

f) 実験結果のまとめ

大型動的遠心力載荷試験装置を用いた帶鋼補強土壁の模型実験の結果を分析することにより、摩擦型補強材を用いた両面補強土壁について以下の知見が得られた。

- ・ 片面型の帶鋼補強土壁と両面型 ($H/B=0.77$) の帶鋼補強土壁とでは破壊形態（補強領域および背面地盤にせん断層の発生）は変わらない。
- ・ 片面型と両面型 ($H/B=0.77$) とでは壁面材背面および補強領域内の応答加速度の分布

は同様の傾向であった。

- ・片面型と両面型 ($H/B=0.77$) とでは土圧計により求めた土圧係数の分布は同様の傾向であった。
- ・補強材ひずみから算出した疑似土圧係数と壁面材に設置した土圧計から算出した土圧係数は同様の傾向であった。
- ・レベル 2 地震動タイプⅡの加振時における補強材の長手方向のひずみ分布については、片面型と両面型 ($H/B=0.77$) では概ね同様であった。

以上より、本実験の結果によると、 $H/B < 0.77$ 程度の非連結型（完全嵌合型）の両面補強土壁は片面補強土壁として扱って差し支えないと考えられる。

(5) まとめ

両面補強土壁について以下にまとめる。

- ・海外における両面補強土壁の設計について整理した。その結果、補強材の重なり合いの程度、反対側の補強土壁との主働域や主働崩壊線の干渉の程度、両側の補強材の連結の有無によって設計方法の詳細が異なっており、各国によって細かな違いがあるものの、壁が近接しているほど内的安定（部材設計）および外的安定（疑似擁壁）に用いる土圧を低減させている傾向が分かった。両側の壁面材が 1 本の補強材で連結された構造（連結型）では、壁面の上部から下部にかけて静止応力状態となるとの考え方から壁面材に作用する土圧として静止土圧を考慮するとしている。そのほか、連結型の場合の留意点として、締固めによって接続部に高い応力が発生する点、壁面材と補強材が垂直でないと、施工中に壁面のアライメントを維持することが挙げられている。ただし、今回整理をした海外設計の範囲では実験や観測による検証結果、特に耐震性に関する検証はなされていなかった。
- ・橋台 AP 部の補強土壁の既往の現地調査結果 790 件から、被害程度の大きい両面補強土壁の事例を抽出し、変状の傾向を確認した。その結果、沈下・段差、開き、はらみ出し等の変状が生じていたものの、片面補強土壁と比べて、変状形態や変状程度に著しい違いは認められなかった。
- ・大型動的遠心力載荷試験装置を用いた模型実験に基づいて、非連結型の両面補強土壁において、壁高 H と幅 B の比が、 $H/B < 0.77$ 程度の条件では、片面補強土壁の場合と破壊形態、応答加速度の分布、土圧および補強材張力等は大きく異なるものではなく、そのような条件では片面補強土壁として扱っても差し支えないと考えられる。
- ・一方、連結型の両面補強土壁においては、2.3.1 項(7)に示す被災事例及び本項の実験結果から、破壊形態等が異なる可能性があることを考えると、連結型は補強土壁の設計体系とは異なる整理をするのが適当である。

参考文献

- 2.3.4-1) FHWA-NHI-10-024 : FHWA GEC 011-Volume I , U. S. Department of Transportation Federal Highway Administration, 2009
- 2.3.4-2) CEDD Geoguide 6, The Government of the Hong Kong Special Administrative Region, 2002
- 2.3.4-3) TAI : Design of back-to-back walls, Terre Armée Internationale, 2014
- 2.3.4-4) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials , 2020
- 2.3.4-5) BS EN 14475 : 2006 Execution of special geotechnical works. Reinforced fill, British Standards, Eurocodes 2006
- 2.3.4-6) EN 1997 Eurocode 7: Geotechnical design, Eurocodes, 1997
- 2.3.4-7) 志村直紀, 新田武彦, 渡邊健治, 飯島正敏, 片面および両面構造の帶鋼補強土壁の地震時挙動に関する考察, 第 20 回地盤工学会関東支部発表会, 2023.
- 2.3.4-8) 林豪人, 小浪岳治, 三浦均也, 小林睦, 両面アンカー補強土壁を対象とした動的遠心模型実験—安定性と残留変位, 第 53 回地盤工学研究発表会, 2018.
- 2.3.4-9) 林豪人, 小浪岳治, 三浦均也, 大黒華林, 繋結式両面アンカー補強土壁を対象とした動的遠心模型実験—加振時変形挙動—, 第 55 回地盤工学研究発表会, 2020.

2.3.5. 隅角を有する構造の補強土壁の地震時挙動の分析

(1) はじめに

橋台アプローチ部等に補強土壁を適用する場合、壁面に隅角部を有する構造（以下、隅角部という。）により、方向の異なる補強材が重複する範囲が生じる場合がある。この隅角部において、①不利となる方向に地震動が入力された場合に特異な挙動を示す可能性、②直線部の補強土壁（以下、一般部という。）に比べ、地震動を受けた場合に壁面材どうしの接合部の開きや盛土材のゆるみ（拘束圧の減少）が生じやすい可能性、の2点が懸念された。そこで本項では、三次元の有限差分法を用いて隅角部の地震時挙動について解析を実施し、その解析結果を整理・分析した。

(2) 解析概要

1) 使用した解析コードとその適用性について

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手法 FLAC3D5.01 である。解析により隅角部を有する補強土壁の挙動を整理・分析するにあたり、使用した解析コードの適用性を検討した。

検討方法としては、過年度に土木研究所において実施した動的遠心力載荷試験により得られた結果を解析において再現することで適用性を判断した。

適用性の検討に用いた動的遠心力載荷試験のケースは図-2.3.5.1 に示すジオテキスタイル補強土壁である。実験および解析に用いた諸条件は表-2.3.5.1 に示す通りである。

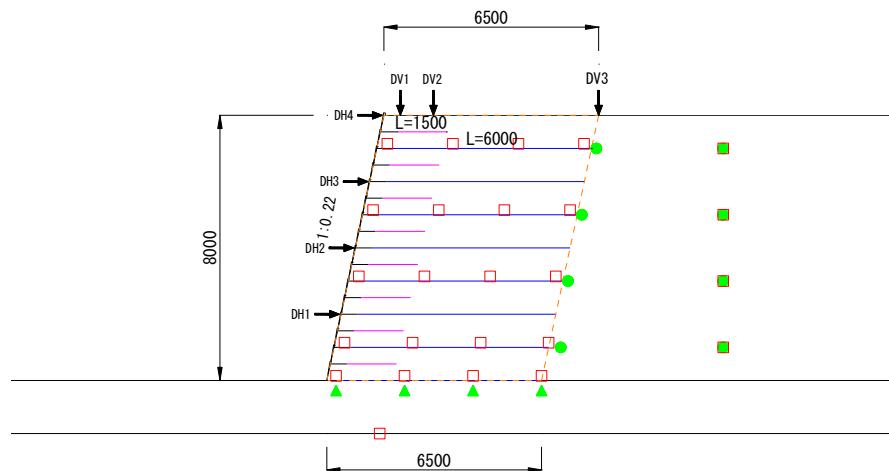


図-2.3.5.1 検証に用いた遠心模型実験ケース (GW20)

表-2.3.5.1 実験および解析に用いた諸条件

対象	解析物性値	数値	備考
地盤	変形係数 E	300N/mm ²	測定したS波速度 V_s から換算
	ポアソン比 ν	0.3	
	粘着力 c	10kN/m ²	三軸圧縮試験結果
	内部摩擦角 φ	38°	三軸圧縮試験結果 (φ_{res})
補強材	変形係数 E_r	7.03kN/mm ²	
	補強材長 L	6.5m	
	補強材厚さ t	10mm	

図-2.3.5.2 に実験および解析における入力加速度とすべり土塊の重心位置における平均応答加速度の時系列挙動を示す。平均応答加速度の算出方法については 2.3.2 項に示す通りである。実験、解析ともに入力地震動の最大振幅が 200gal 程度であるのに対し平均応答加速度の最大振幅は 300gal 程度を示しており、実験結果と解析結果で大きな差異は見られない。なお、解析において地震動（正弦波）の前後で 100gal 程度の微細動がみられるが、これはモデルの自重解析をしたことにより、つり合い式を解いているものの、節点が完全には停止していないことが原因と考えられる。この微細動による解析に及ぼす影響は確認されていない。

図-2.3.5.3 に重心位置における平均応答加速度と変位の関係を、図-2.3.5.4 に地震により発生するすべりの位置を示す。なお、図-2.3.5.4 において、実験におけるすべり位置は実験時に目視で確認したすべり線の位置を示し、解析においては最大せん断ひずみの位置を示している。図-2.3.5.3 において実験における壁面変位は 30mm 程度であるのに対し、解析で得られた壁面変位は 50mm 程度であり、結果に大きな乖離はない。また、図-2.3.5.4 から実験と解析ですべり面（最大せん断ひずみが卓越する範囲）が概ね一致した。これらのことから、数値解析において実験結果を精度よく再現できていると考えられ、有限差分法解析コード FLAC3D は補強土壁の地震時挙動を検討する上で適用性があると結論付けた。

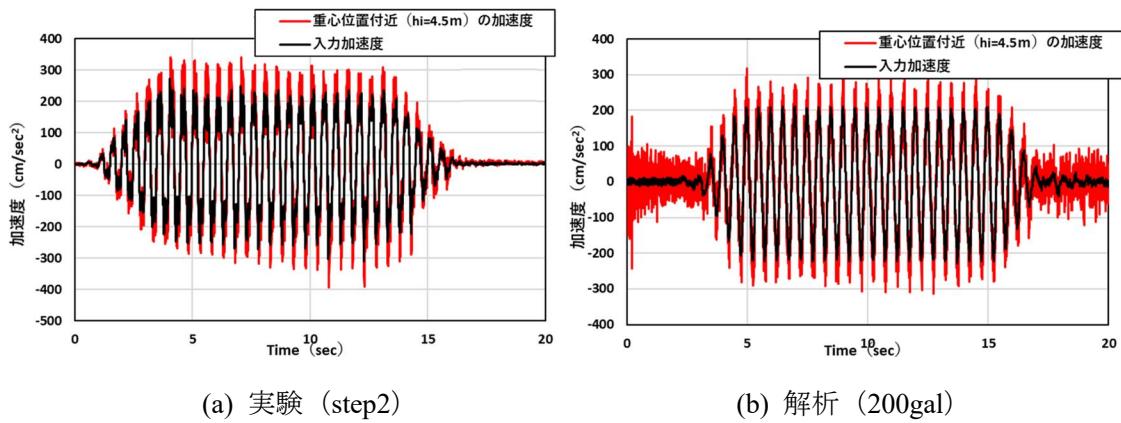


図-2.3.5.2 入力加速度と平均応答加速度の時系列挙動

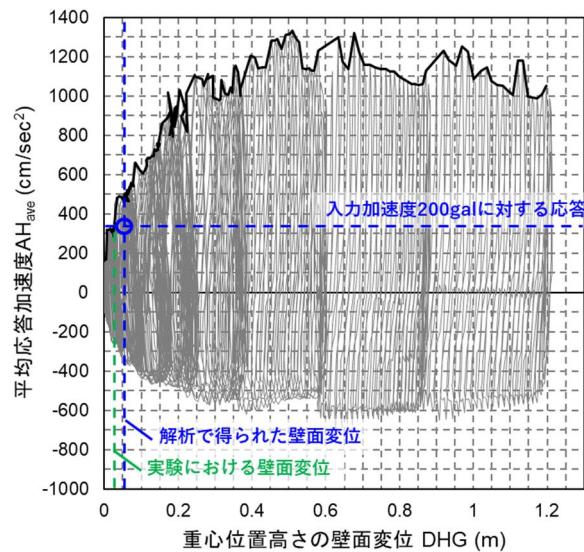


図-2.3.5.3 重心位置における平均応答加速度と変位の関係

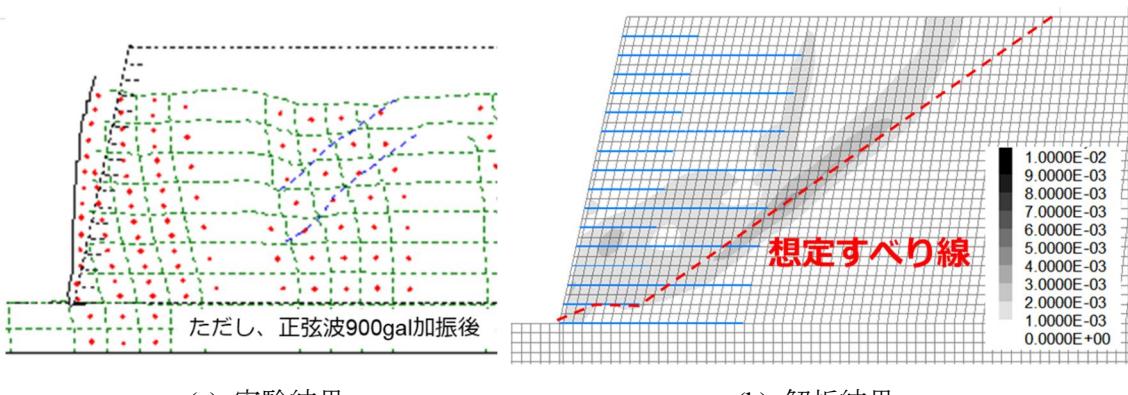


図 2354 地震により発生するすべりの位置

2) 解析モデルとパラメーター

検討に用いた解析モデルは、2つの壁面が直角に交わる隅角部を有する幅30m、奥行30m、高さ8.4mの盛土（補強土壁）が2.0mの基礎地盤上にあることを仮定して設定した。また、補強材（ジオテキスタイルを想定）は高さによらず一律4.5m ($L/H=0.56$) の長さとし、1m幅ごとに独立した構造とした。隅角部では補強材がラップするため、方向の異なる補強材が接しないように5cm離隔を有することとした。さらに、隅角部の壁面同士は分離した（軸力、せん断力及びモーメントを伝達しない）構造としてモデル化した。解析モデルを図-2.3.5.5に示す。

盛土材、基礎地盤、壁面材及び補強材に設定したパラメーターは表-2.3.5.2に示す通りとした。また、補強材の摩擦抵抗は砂の摩擦角と土被りに依存することとし、設定した。

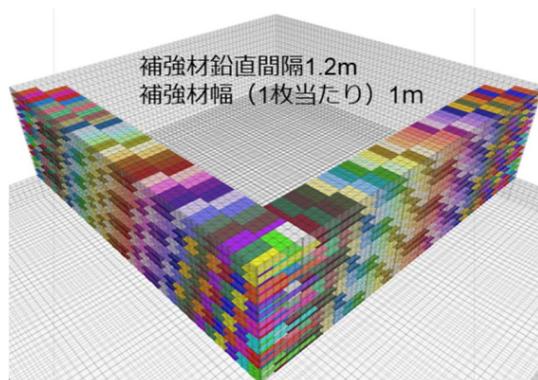
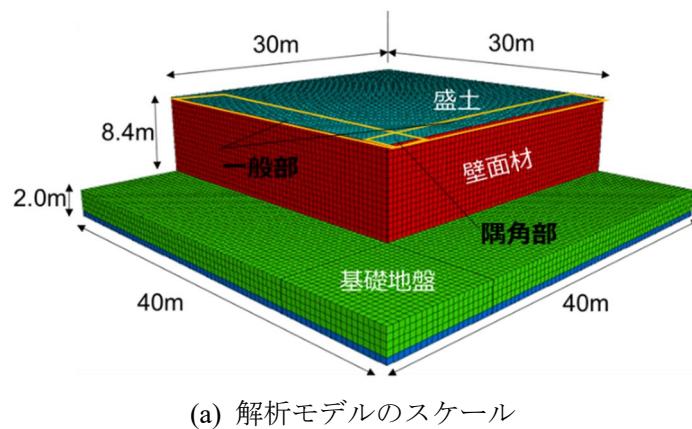


図-2.3.5.5 解析モデル

表-2.3.5.2 解析に設定したパラメーター

対象	解析物性値				備考
	変形係数 E	ポアソン比 ν	粘着力 c	内部摩擦角 ϕ	
盛土	300MPa	0.3	10kN/m ²	38.0°	
基礎地盤	1000MPa	0.3	50kN/m ²	46.5°	
壁面材	7.2GPa	0.3	-	-	せん断剛性を0に設定
補強材	7.03kN/mm ²	0.2	-	-	遠心模型実験と同等、せん断剛性を0に設定

3) 検討方法

2)に示したモデルを用いて、隅角部に直交する方向に地震動を入力した場合（Case1）と片方の壁面に直交する方向（本検討ではx軸方向）に地震動を入力した場合（Case2）の隅角部及び一般部の応答を比較する。地震動の入力の方向を図-2.3.5.6に示す。入力地震動は正弦波（2Hz、20波、500gal）とした。以降、各軸方向の変位挙動とひずみ分布、有効拘束圧（ここでは平均主応力を有効拘束圧と定義する）の変化を比較項目として整理した。

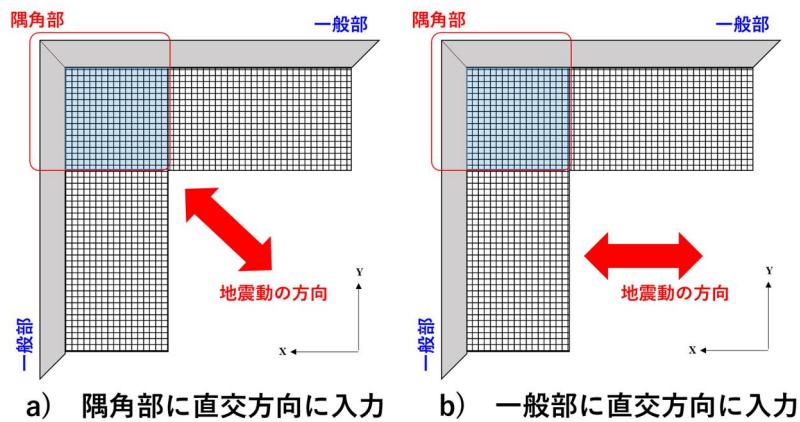


図-2.3.5.6 解析における地震動の入力方向

(3) 解析結果

1) 隅角部に直交に地震動が入力された場合 (Case1)

図-2.3.5.7 に Case1 の x 軸方向の変位センター、y 軸方向の変位センター及び変位ベクトル図を示す。各壁面に直交する方向 (x 軸方向、y 軸方向) の最大変位は隅角部と一般部の境界付近で発生する結果であった。また、変位ベクトルに着目すると、隅角部では地震動の方向 (隅角部に直交) に変位が発生しているのに対し、隅角部から離れた一般部では壁面の直角方向に卓越する結果となった。隅角部において変位ベクトルが著しく大きくなる傾向は見られない。

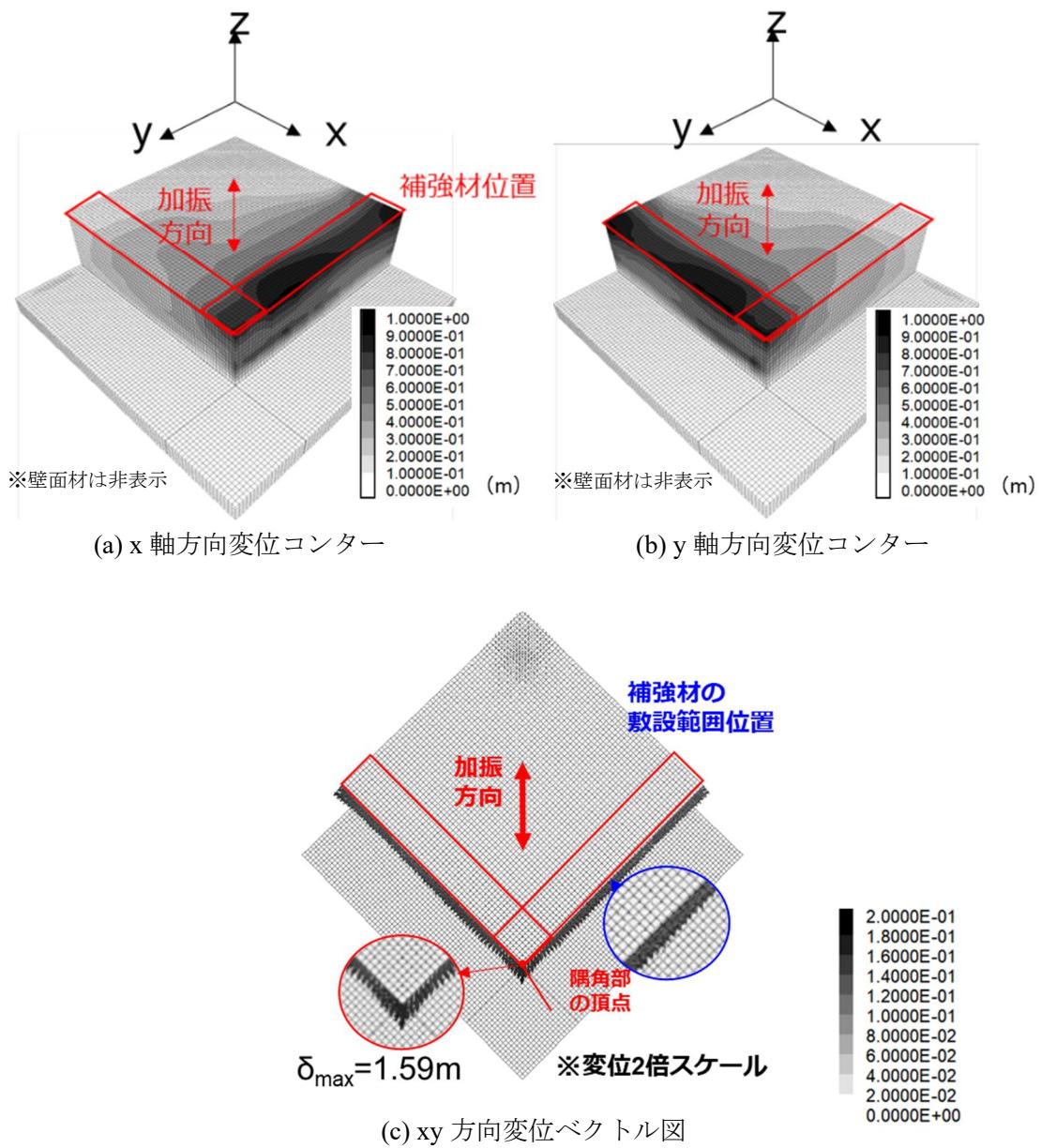
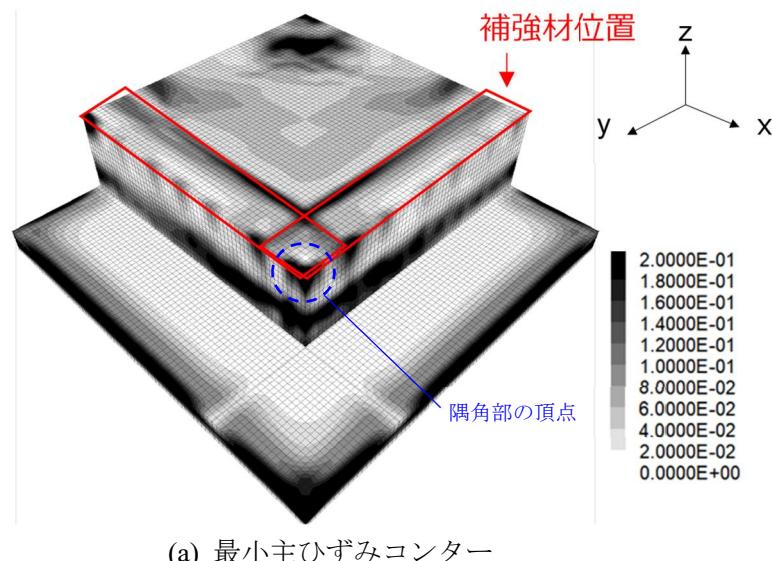
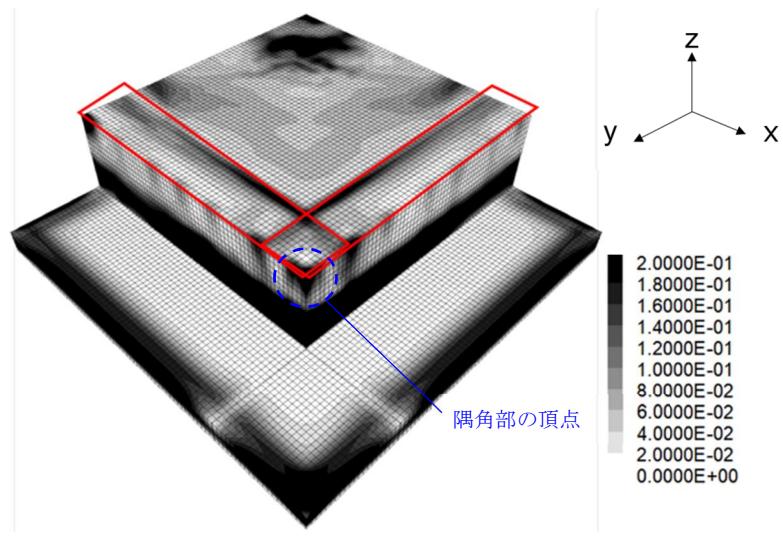


図-2.3.5.7 Case1 の変位センター及び変位ベクトル図

図-2.3.5.8 に Case1 の最小主ひずみコンター、最大せん断ひずみコンターを示す。最小主ひずみ、最大せん断ひずみとともに、隅角部の頂点付近において局所的にひずみが大きくなる結果となった。これは隅角部の壁面材同士の接合部が開くことにより盛土材が変形したためと考えられる。また、最小主ひずみ、最大せん断ひずみともに補強材の後端でひずみが卓越する結果となった。これは補強領域と背面地盤で剛性が異なるためその境界付近に不連続面が生じたためと考えられる。一般部の 2 次元断面における解析および実験でも同様の傾向がみられる。



(a) 最小主ひずみコンター



(b) 最大せん断ひずみコンター

図-2.3.5.8 Case1 の最小主ひずみコンター及び最大せん断ひずみコンター

図-2.3.5.9 に Case1 の平均主応力（有効拘束圧）を土被り圧で正規化した比をコンターで示す。土被り 1.0m、2.0m、4.0m 位置のコンターを示しており、コンターが白いほど平均主応力（有効拘束圧）が低下していることを表している。隅角部及び一般部にかかわらず、壁面背後 1m は有効拘束圧が低下する傾向を示しており、隅角部と一般部で平均主応力の挙動に優位な差は見られない結果であった。

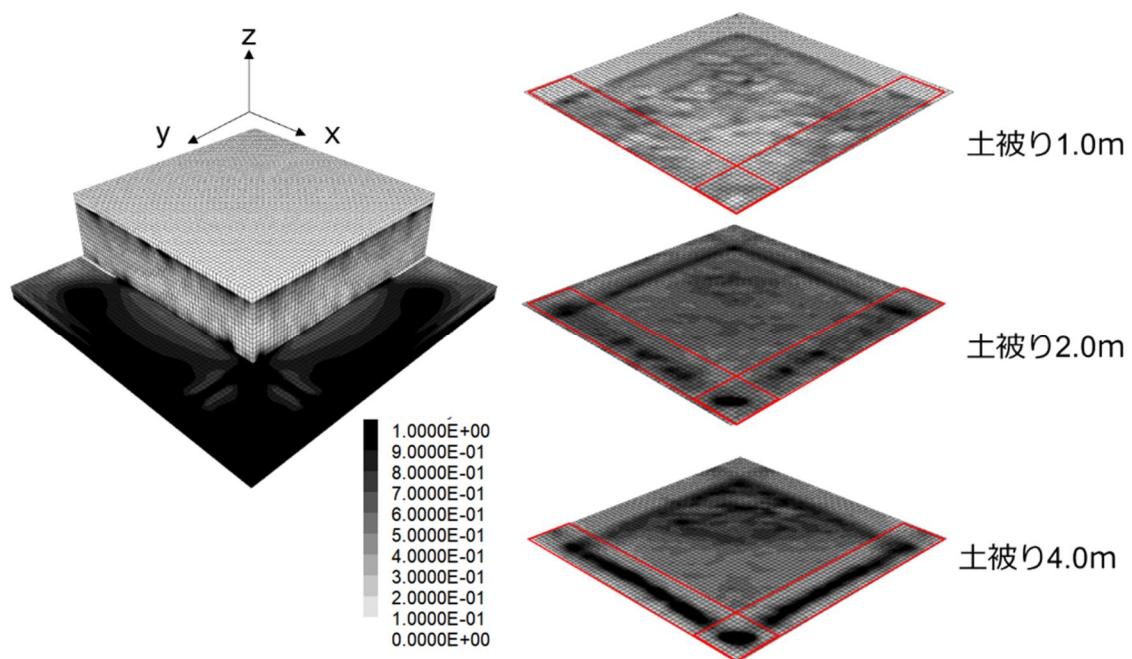


図-2.3.5.9 Case1 の平均主応力（有効拘束圧）/土被り圧コンター

2) 壁面に直交方向に地震動が入力された場合 (Case2)

図-2.3.5.10 に Case2 の x 軸方向の変位コンター、y 軸方向の変位コンター及び変位ベクトル図を示す。x 軸変位コンターに着目すると、壁面の水平変位は隅角部、一般部ともに地震動の方向（この場合は x 軸方向）に卓越し、隅角部が特に弱部となる傾向は見られない結果となった。また、変位の大きさは、隅角部の方がわずかに小さい傾向を示す結果となった。これは、補強材がラップして設置されている効果と考えられる。y 軸方向変位コンターにおいて境界部付近で変位が発生しているのは、境界条件（鉛直ローラー）により x 軸方向の変位が拘束されたため、側方に動く力が作用したものと考えられる。

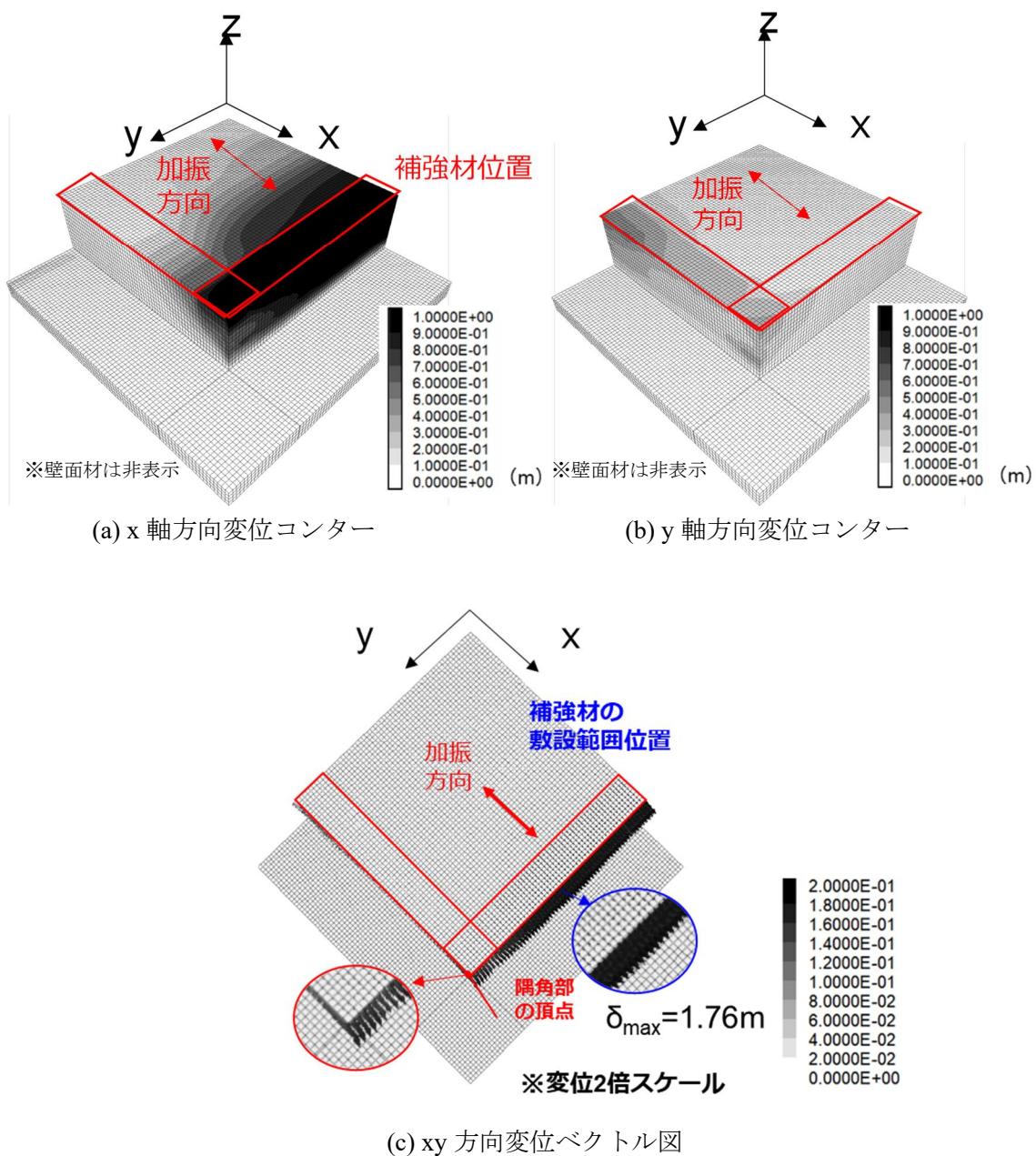
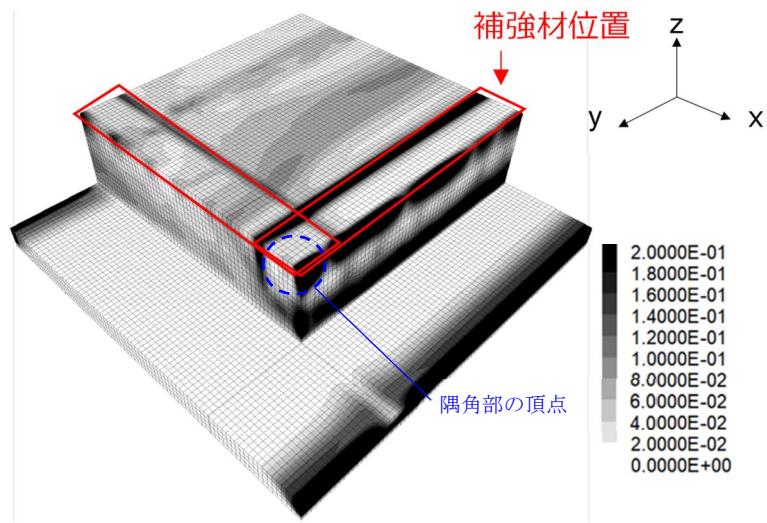
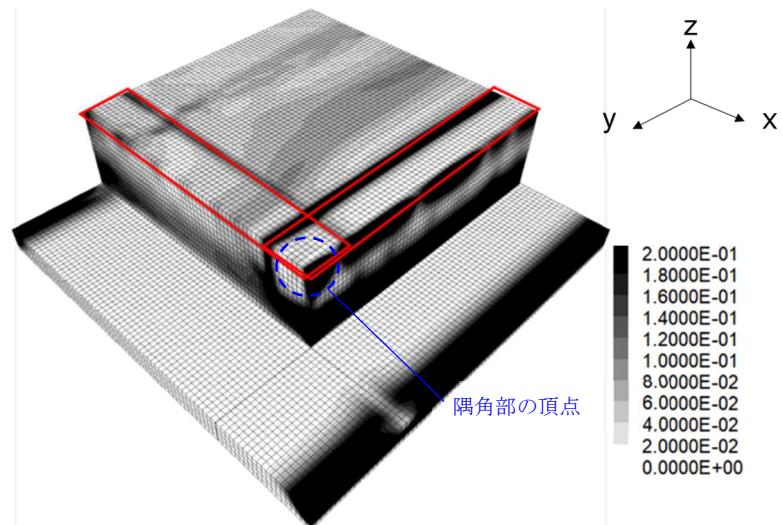


図-2.3.5.10 Case2 の変位コンター及び変位ベクトル図

図-2.3.5.11 に Case2 の最小主ひずみコンター、最大せん断ひずみコンターを示す。壁面に直交方向に地震動が入力された Case2 においても、最小主ひずみと最大せん断ひずみともに、隅角部と一般部で優位な差は見られず、地震動に直交する壁面で一様にひずみが分布する結果となった。



(a) 最小主ひずみコンター



(b) 最大せん断ひずみコンター

図-2.3.5.11 Case2 の最小主ひずみコンター及び最大せん断ひずみコンター

図-2.3.5.12 に Case2 の平均主応力を土被り圧で正規化した比をコンターで示す。センターを表示している高さは図-2.3.5.9 と同様である。平均主応力についても変位やひずみと同様に、隅角部と一般部で優位な差は見られない結果であった。

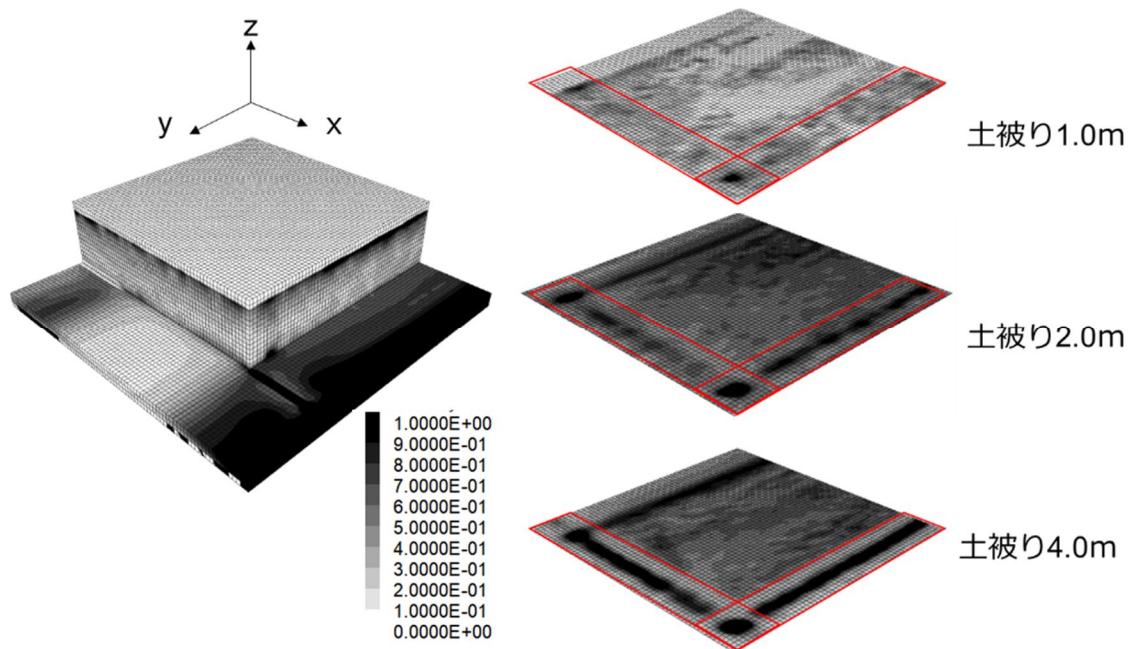


図-2.3.5.12 Case2 の平均主応力 (有効拘束圧) /土被り圧コンター

3) 補強材張力

隅角部において、有効に機能していることを確認するために、Case1における隅角部の張力と Case2 における一般部の張力分布を比較した。図- 2.3.5.13 に、各ケースの補強材張力の高さ方向分布を示す。なおここでは、Case1 では 4 m ある隅角部の中央付近（隅角部から 2 m 付近）にある補強材の張力を、Case2 では一般部である壁中央（隅角部から 15m 付近）の補強材張力を抽出し、各補強材に発生する張力の最大値を示す。

図- 2.3.5.13 から、補強材に発生する張力は補強材張力の高さ方向の分布傾向は隅角部と一般部において明確な差は認められないが、張力の値は隅角部の方が一般部よりも大きい傾向が認められる。

ここで、隅角部において懸念されるのは、異なる 2 つの壁面に連結した補強材が交差・近接することにより、補強材どうしが相互に影響しあうことで補強効果が発揮されないことがある。そのことに鑑みると、図- 2.3.5.13 に示すように隅角部の補強材でも一般部と同じように張力が発生していることから、補強材が有効に機能（変形に抵抗）していると考えられる。この結果は 2.3.3 項(2)に示す補強材が近接する場合の引抜き挙動の検証結果とも一致する。

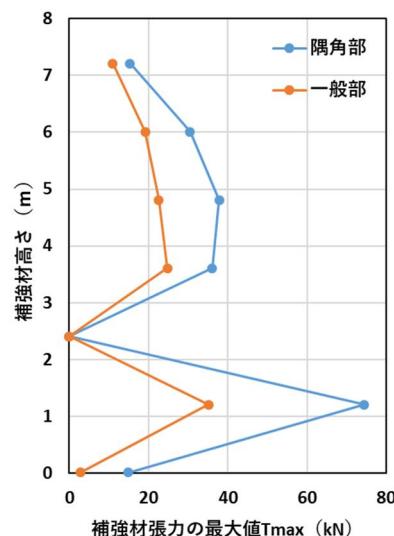


図- 2.3.5.13 隅角部と一般部の補強材張力の比較

(4) 解析結果の考察

表-2.3.5.3 に前述した数値解析 2 ケースの主な結果を一覧表に示す。隅角部では入力地震動の方向に変位が卓越するものの、変位の大きさ自体は隅角部と一般部で有意な差は生じないと考えられる。また、その変位モードは通常の二次元断面（奥行方向に均一）を比較し極端に異なるものではない。

一方で、隅角部を有する場合、地震動の入力方向次第では壁面材の接合部で開きが生じやすく、局所的（特に、隅角部の頂点付近）に一般部に比べ大きい変位やひずみが生じる可能性があることが示唆される。ただし、隅角部を有することによる影響は軽微であると推定される。

表-2.3.5.3 数値解析の主な結果

	隅角部に直交に地震動が入力された場合 (Case1)	壁面に直交方向に地震動が入力された場合 (Case2)
変位	<ul style="list-style-type: none"> 隅角部では、隅角部に直交方向に変位 隅角部と一般部の境で変位最大（ただし、数%程度の差） 	<ul style="list-style-type: none"> 隅角部、一般部ともに壁面に直交方向（X 方向）に変位 一般部で変位最大
ひずみ	<ul style="list-style-type: none"> 隅角部の頂点付近に局所的にひずみが発生（開きの影響） 補強材後端でひずみが大きい 	<ul style="list-style-type: none"> 補強材後端でひずみが大きい 隅角部と一般部で優位な差は見られない
有効拘束圧	<ul style="list-style-type: none"> 隅角部付近と一般部で拘束圧の低下の傾向に差異は認められない 	<ul style="list-style-type: none"> 隅角部付近と一般部で拘束圧の低下の傾向に差異は認められない

(5) まとめ

数値解析を用いた検証の結果、隅角部、一般部にかかわらず補強土壁の変位は地震動が入力される方向に卓越し、隅角部において一般部と極端に異なる変位モードは発生しないことが明らかとなった。また、隅角部と一般部で有効拘束圧の低下範囲（ゆるみ範囲）に極端に異なる傾向は見られないことも併せて確認した。一方で、同じ変位が発生した場合、隅角部では壁面材の開きが発生するため、不織布等での漏出対策が必要であることや隅角部では、一般部にくらべ隅角部の頂点付近で開きに起因すると考えられる過大なひずみが局所的に発生するといった注意点も明らかとなった。

今回の検討ではジオテキスタイル補強土壁を例に整理・分析を行ったが、その他の工法（帶鋼補強土壁、アンカー補強土壁）についても隅角部における地震時挙動の傾向は大きく変わらないことが想定される。ただし、帶鋼補強土壁及びアンカー補強土壁は、その構造や抵抗機構について、ジオテキスタイル補強土壁と異なる部分もあるため、工法ごとの傾向については引き続き検討が必要である。

2.3.6. 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（①水平変位に伴う沈下）

（1）はじめに

地震動を受けた後の補強土壁の点検方法や通行機能を確保するための応急措置の方法等を示すことを目的に、水平力を受け路面の沈下等の変形が生じた補強土壁の状態（図-2.3.6.1）を検証した。具体的には、補強材の位置・形状の不整、張力等の状態を動的遠心模型実験に基づいて分析し、設計で想定する補強土壁の補強メカニズムが維持される変状の形態や変形量を検証した。また、水平力を受け変形した補強土壁の壁面材と補強材の接合部が、その機能を確保するうえで想定しておくべき状態を考察するとともに、載荷試験により検証した事例を示した。さらに、点検において、補強メカニズムが維持されているかを外形により確認するうえでの着眼点を整理した。

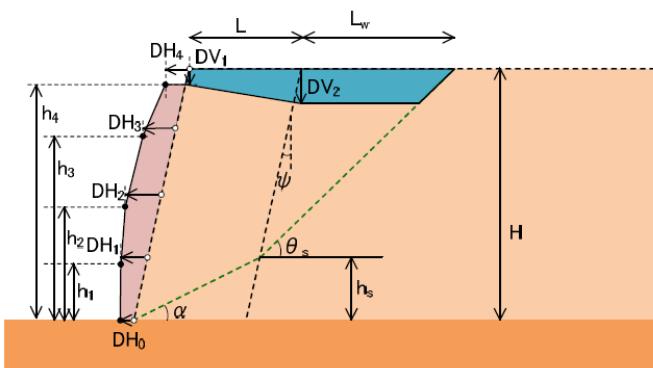


図-2.3.6.1 補強領域の変形（外形）のイメージ 2.3.6-1)

（2）補強材の状態の分析の方法

1) 分析対象とした遠心模型実験の概要

補強土壁が水平力を受け変形し盛土材に沈下等が発生した場合に、補強材がどのような状態（位置、形状、張力等）となっているかについて、これを動的遠心模型実験結果に基づいて分析した。本項の分析では、標準的な条件のプロポーションを想定することとし、2.3.2 項で述べた動的遠心模型実験の中でも、現行の設計に基づいて補強材長等の条件が設定された SS08（設計水平震度 0.16）を分析の対象とした。

図-2.3.6.2 は、SS08 の模型概要図である。壁高は 7.5 m であり、補強材長は最下段が約 4.0 m、最上段が約 5.6 m の逆台形型である。補強材および壁面材は、それぞれ帯状鋼材および鉄筋コンクリートパネルを想定しモデル化した。壁面材の下端には、基礎コンクリートをモデル化した鋼製の板を設置した。その他の実験方法や条件の詳細については 2.3.2 項を参照されたい。

図-2.3.6.3 は、加振によって得られたフロントブロックの平均的な水平震度（平均応答加速度を重力加速度で除した値）と重心位置の水平変位の関係を示したものである。2.3.2 項において述べた補強領域を通るすべりが生じ始める状態を示す折点（A点）の状態での変位は約 0.4 m である。この変位を δ_y と表記することとし、図中には δ_y の整数倍を表示した。

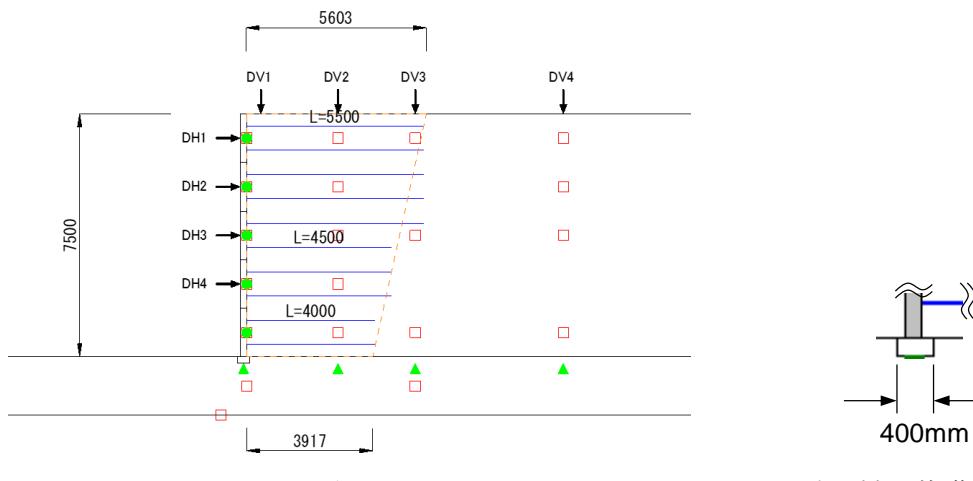


図-2.3.6.2 遠心模型実験の模型概要図 (SS08)

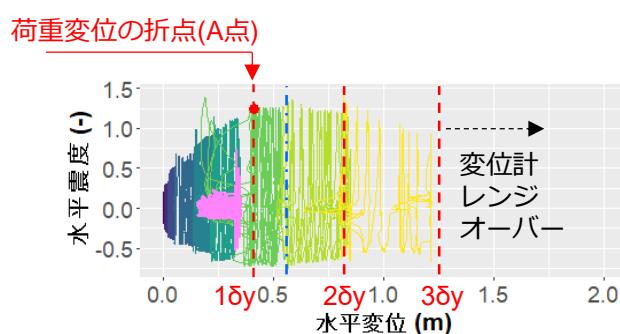


図-2.3.6.3 フロントブロックの水平震度（平均応答加速度/g）と重心位置の水平変位の関係 (SS08)

2) 盛土材および補強材の変形の測定手法

本項では、補強土壁が水平力を受けて変形し盛土材に沈下等が発生した場合の補強材の位置、形状、張力等の状態を調べるために主眼を置いている。補強材の位置および形状については、補強材は盛土の内部に設置されるため直接目視や計測することが困難である。そこで、使用した補強材は曲げおよびせん断剛性が十分に小さいことから、実験における補強材の位置および変形が盛土材の位置および変形と適合していると仮定し、図-2.3.6.4に示すようにガラス面から見えるように盛土材に配した標線の観察および標点に関する画像解析(PTV)によって盛土材の変形を評価することで、補強材の位置および形状を評価した。

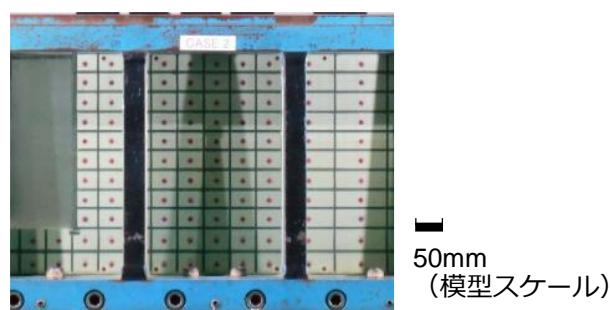


図-2.3.6.4 標点および標線の配置（実験において補強材の位置および変形が盛土材の位置および変形と適合していると仮定）

(3) 補強材の状態の分析の結果

1) 補強材の位置・形状

図-2.3.6.5は、盛土材の変形と最大せん断ひずみのコンター図をフロントブロックの水平変位ごとに示したものである。水平変位は、既述のとおり図-2.3.6.3において示した重心位置の変位に対応している。

重心位置の変位が $1\delta_y$ や $2\delta_y$ では、補強領域の盛土材の変形の形態において壁面材の背面付近も含めて単純せん断が卓越するとともに、わずかに沈下が進展している。壁面材と補強材の接合部付近において補強材が極端に垂れ下がっているなどの状態は認められない。一方で、 $3\delta_y$ では、壁面材の基礎の支持力破壊により、基礎地盤への基礎コンクリートのめり込みが顕著となった（図-2.3.6.5(c)の赤丸で示した位置）。これにより、壁面材の下端の位置が下がり、壁面材と補強材の接合部付近において補強材の位置が下がった。

一連の盛土材の変形を図解したものが図-2.3.6.6である。すなわち、水平力を受けると盛土材には単純せん断変形と鉛直方向の圧縮が生じる。ただし、壁面材の基礎が支持力破壊すると、壁面材背面の盛土材の位置が下がり、補強材の位置や形状の不整の程度が増加する。

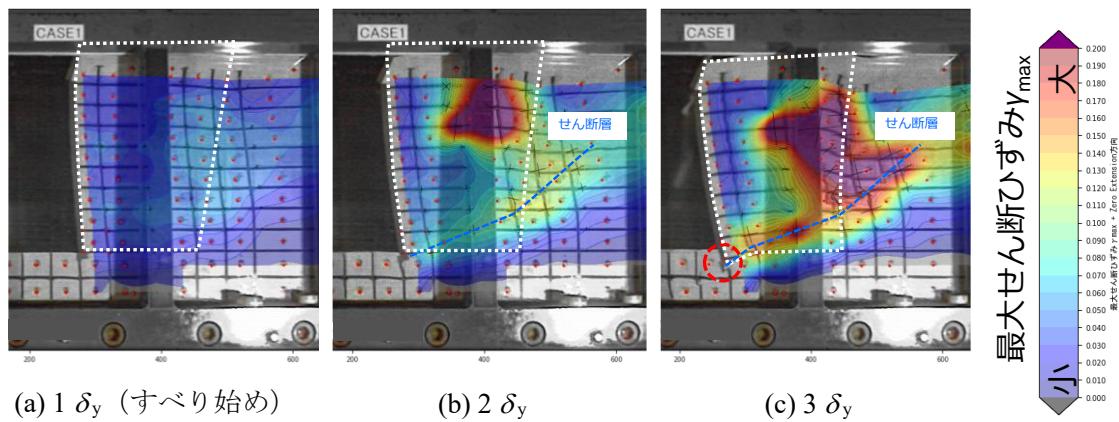


図-2.3.6.5 盛土材の変形と最大せん断ひずみのコンター図

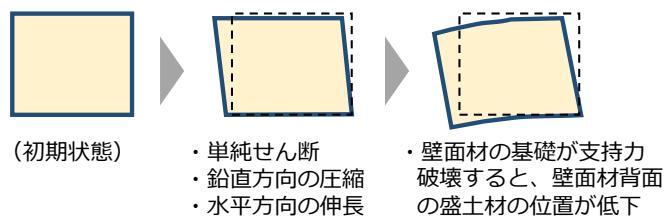


図-2.3.6.6 盛土材の主な変形形態（この分析では補強材の変形は盛土材の変形と適合していると仮定しているため、図の外形は補強材の位置および変形を表していることになる）

図-2.3.6.7 は、水平変位の増加に対する壁面材と補強材の接合部周辺における補強材の沈下量および勾配の推移を示したものである。ここで、補強材の沈下量および勾配は図の凡例の位置に設置された標点を画像解析(PTV)した結果より算出したものである。水平震度と水平変位の関係と合わせて確認すると、載荷の初期には水平震度の増加に伴い水平変位と沈下量 s が漸増した。壁面材の基礎が支持力破壊するまで(水平変位が約 0.55 m 未満)は、補強領域の天端付近において 0.2m 程度の沈下が生じた状態(沈下/壁高=2.7%)においても、2 点間の勾配は初期状態からの変化はほとんどない。すなわち、補強材に極端な不整は発生していないことが分かる。対して、壁面材の基礎が支持力破壊すると(水平変位が約 0.55 m 以上)、2 点間の勾配は単調に増加し、補強材の形状の不整が進展した。

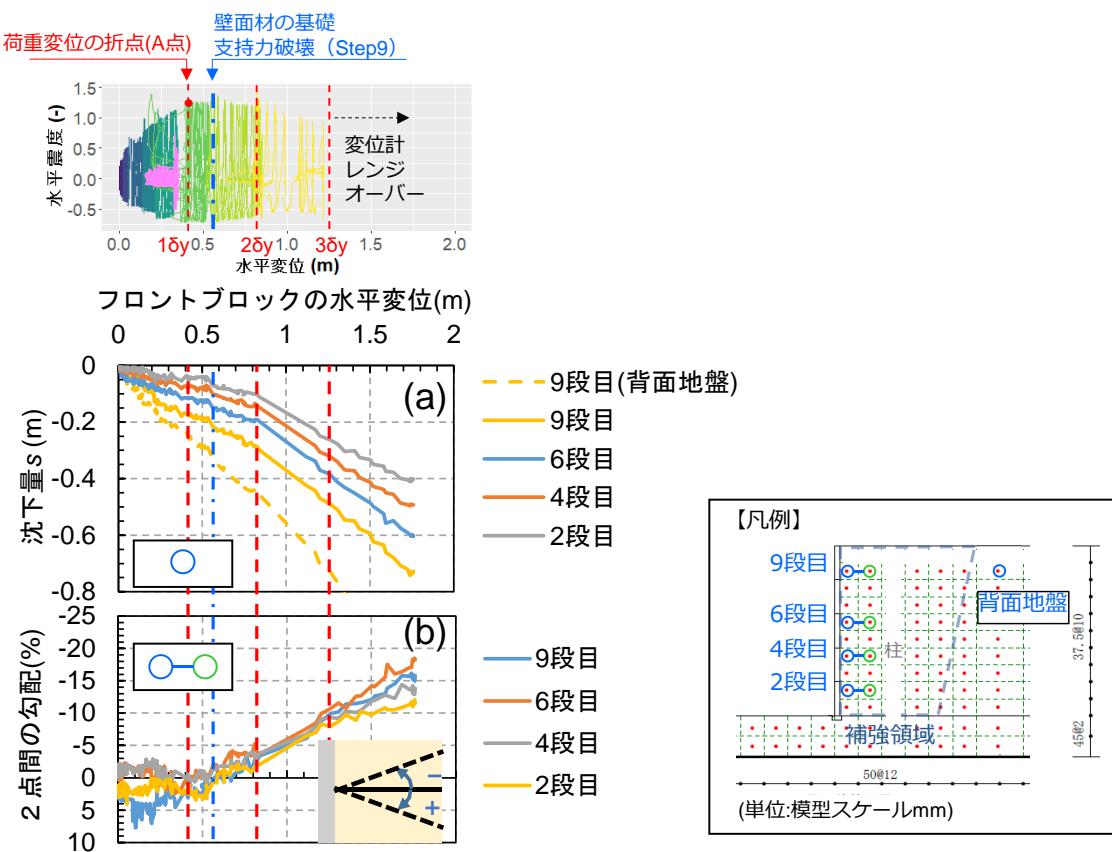


図-2.3.6.7 壁面材と補強材の接合部周辺における補強材の沈下量および勾配の推移

次に、盛土材の単純せん断と鉛直方向の圧縮によって生じる壁面材と盛土材の間の相対沈下を試算した。図-2.3.6.8は、壁面材とその背後の盛土材からなる微小要素の挙動の概念図を示したものである。水平力を受けて、盛土材には単純せん断、鉛直方向の圧縮、水平方向の伸長が生じる。ここで、壁面材は盛土材に比べてその剛性が十分に高いことから、剛体的に挙動すると仮定する。したがって、壁面材には盛土材の単純せん断と水平方向の伸長に適合して並進と回転が生じる。このように仮定すると、壁面材と盛土材の間の単位高さあたりの相対沈下 S' は式(1)で与えられる。

$$S' = (1 - \cos\theta) - \varepsilon_y \quad (1)$$

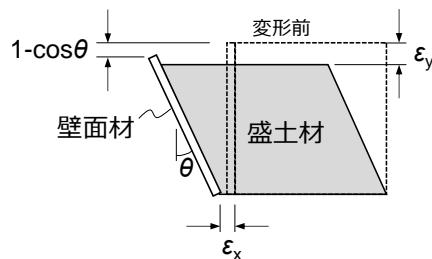


図-2.3.6.8 壁面材とその背後の盛土材からなる微小要素の挙動

図-2.3.6.9は、壁面材の背面の盛土材に設置された標点の画像解析(PTV)から算出した水平方向の伸長ひずみ ε_x 、鉛直方向の圧縮ひずみ ε_y および壁面材の回転に伴う単位高さあたりの下がり $(1 - \cos\theta)$ 並びにポアソン比 ν ($= -\varepsilon_x/\varepsilon_y$)を示したものである。なお、 ε_x および ε_y は画像解析の読み取りの精度に起因したノイズの影響を極力回避するために、図-2.3.6.7の凡例に示した補強領域内の8つの要素の平均とした。また、壁面材の回転変位 θ は、図-2.3.6.2に示した2つの変位計(DH3およびDH4)により測定した壁面の水平変位から算出した。

図-2.3.6.9(a)に示したポアソン比 ν の推移によれば、初期は0.5未満の値であるが水平変位の増加とともにポアソン比 ν も増加し、 $1\delta_y$ 程度からは0.5程度の値を取っている。つまり、盛土の沈下(鉛直方向の圧縮ひずみ ε_y)は、初期にはゆすり込み沈下が卓越して発生するものの、徐々に水平方向への伸長ひずみ ε_x に起因した等体積変形が支配的になっていたことが分かる。なお、ポアソン比 ν が一時的に0.5を上回る値となっているのは、画像解析の精度等に起因したものと考えられる。

次に、図-2.3.6.9(b)のひずみの推移において、 $(1 - \cos\theta)$ と ε_y の差、すなわち式(1)で与えられる壁面材と盛土材の間の単位高さあたりの相対沈下に着目する。図より、相対沈下は2%程度で推移しており、高さ1mあたり2cmの相対沈下が生じることを意味する。前述のとおり、初期にはゆすり込み沈下が卓越していると考えられる。仮にゆすり込み沈下が生じていなければ、相対沈下はほぼ0で推移することとなる。

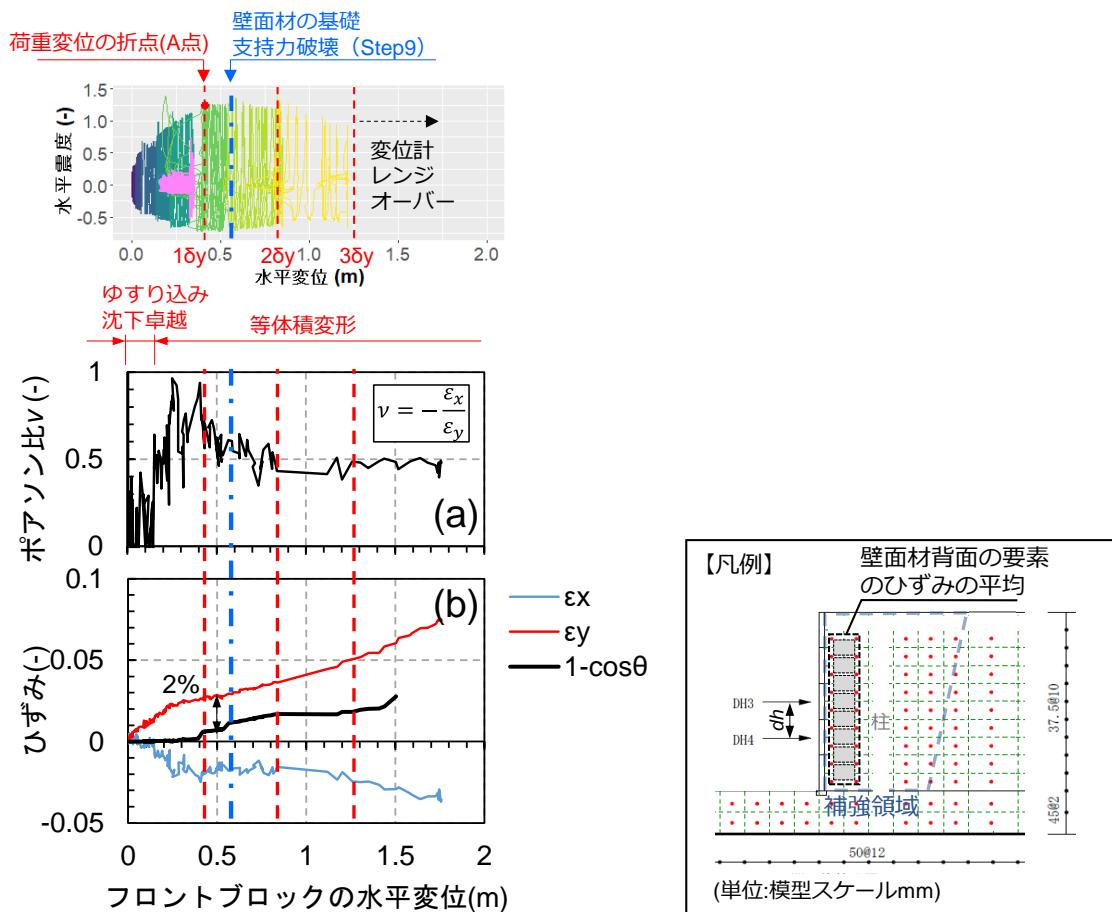


図- 2.3.6.9 壁面材と補強材の間の相対沈下の推移

2) 補強材接合部付近の補強材の張力

ここまでで、補強土壁が水平力を受けて変形した場合に補強材の位置・形状がどのようにになっているかを把握した。実験では、補強材のひずみをひずみゲージによって測定し、ひずみから軸力に変換している。したがって、測定された補強材の軸力は、前述した補強材の位置・形状の影響が反映されたものである。

図-2.3.6.10 には、壁面材と補強材の接合部の張力と水平変位の関係を示した。なお、張力は1本の補強材が分担する壁面積あたりの値として表示した。 $1\delta_y$ までは、応答加速度の増加に伴って接合部の張力も増加している。その後は、壁面材の基礎が支持力破壊しても $3\delta_y$ （補強材に15%程度の不整）程度までは接合部の張力に大きな変化は認められない。

以上の結果より、支持力破壊等によって基礎コンクリートが著しく沈下した状態となつていなければ、通常は、補強材の状態評価において水平変位に伴う沈下に起因した補強材の位置・形状の不整の影響は考慮しなくてもよいと考えられる。また、地震の際等において天

端の段差等が認められた場合には、基礎の状態を確認することが重要であり、補強土壁に生じた変形が補強領域の単純せん断変形が支配的であることを外形から確認されれば、補強材に大きな傾き等は生じていないと判断できると考えられる。基礎の状態を確認する方法としては、例えば、基礎コンクリートが目視できる場合に基礎コンクリートがめり込んでいないかを確認することや、基礎コンクリートが目視できない場合に基礎前面の地盤状況および壁面天端の不陸や沈下量を確認し、周辺（基礎の沈下が生じていないと想定される個所）の状況と比較して相対的に基礎地盤の沈下等を把握することが考えられる。

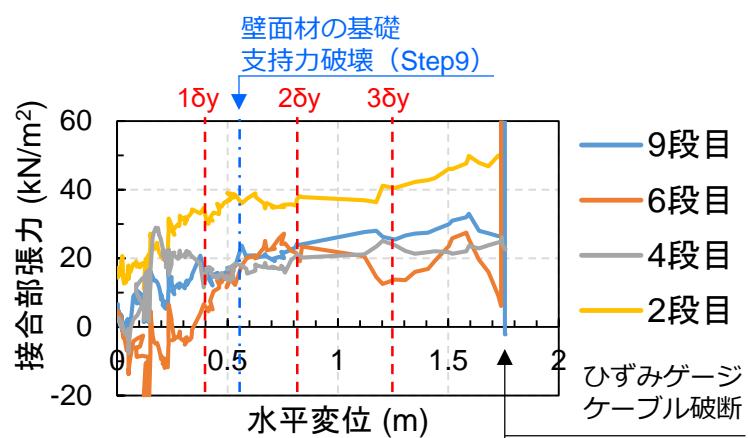


図- 2.3.6.10 壁面材と補強材の接合部の張力と水平変位の関係

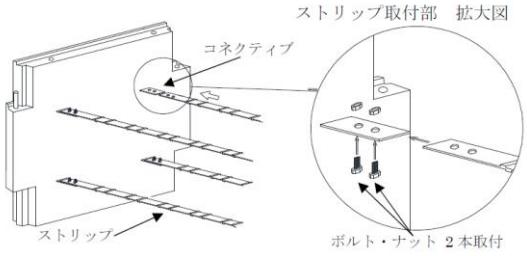
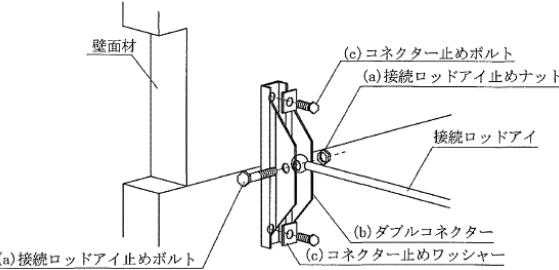
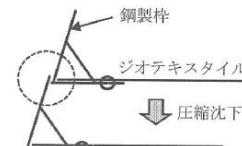
(4) 相対鉛直変位が生じた状態での接合部耐力の検証例

本項(3)では、補強材については、その状態評価において水平変位に伴う沈下に起因した補強材の位置・形状の不整の影響は考慮しなくてもよいと考えられることを示した。一方で、補強材と壁面材の接合部に関しては、壁面材と補強材の位置関係が初期状態から変化する。したがって壁面材と補強材の接合部は、斜めに引っ張られる状態に対しても、個別の補強土壁工法の構造の特性に応じて、設計で想定する荷重が確実に伝達されることが明らかな構造としておく必要がある。

表-2.3.6.1 は、補強土壁工法における主な接合部の構造の例を示したものである。①は壁面材と補強材に相対鉛直変位が生じる構造であり、主に壁面材には鉄筋コンクリート製のパネルが用いられている。②は壁面材と補強材に相対鉛直変位が生じない構造であり、ジオテキスタイル補強土壁に多く用いられている構造である。この構造では、上下の壁面材どうしの接合部が沈下に追随してスライドする機構を有するため、壁面材と補強材の間に相対沈下が生じない。したがって、相対沈下が生じないことから、スライド機構が維持されている条件では接合部が斜めに引っ張られる状態とならない。

ここでは、①の2つのタイプについて、壁面材と補強材の間に相対沈下が生じて接合部が斜めに引っ張られる状態を想定して、接合部の耐力を実験的に検証した事例を示す。

表-2.3.6.1 補強土壁工法における接合部の構造（例）

① 壁面材と補強材に相対鉛直変位が生じる構造	①-1 ボルト接合タイプ 2.3.6-2)	
	①-2 ヒンジタイプ 2.3.6-3)	
② 壁面材と補強材に相対鉛直変位が生じない構造 2.3.6-4)		

1) 検証事例①

表-2.3.6.1 に示した①-1 の構造（壁面材と補強材に相対鉛直変位が生じる構造のうちボルト接合タイプ）について、壁面材と補強材の間に相対沈下が生じて接合部が斜めに引っ張られた場合（図-2.3.6.11(a)参照）に接合部が所定の耐力を有するかを実験的に検証した。

実験は、製品生産時の部材の品質管理において実施している接合部の引張強度試験に準じて実施した。実験で使用した載荷装置は、図-2.3.6.11(b)に示すように、反力架台、載荷のための油圧ジャッキ、変位計および荷重計等で構成されている。載荷前に予め接合部を所定の斜め方向に人力による曲げ加工を行うことで、壁面材と補強材の間に相対沈下が生じた状態を再現した。斜め方向に載荷するケースでは傾斜角度調整用の反力架台（図-2.3.6.12 参照）を用い、所定の方向に載荷した。載荷は、荷重制御による段階載荷とし、各段階の荷重増加量は 10kN とした。また、各段階での荷重保持時間は 1 分程度とし、架台で計測している変位（図-2.3.6.11 参照）が収束したことを確認した後、次段階の載荷に移行し、部材が破壊するまで載荷を継続した。図-2.3.6.11 に示すように荷重計および変位計はデータロガーに接続し、その挙動を記録した。なお、実験終了時に壁面材や接合部の損傷等の状況を目視にて確認した。

実験ケースを表-2.3.6.2 に示す。接合部の角度は、通常の状態である 0° 、曲げ角度 25° 、 30° 、 35° および 45° の 5 種類とし、それぞれの角度で 3 回ずつ（全 15 回）の実験を実施した。帶鋼補強土壁では、接合部および補強材の各部材の耐力照査において、階層設計がされており、接合部の耐力は補強材の耐力を超えるように設計されている。このことから、本検証における目標荷重は帶鋼補強土壁において標準的に用いられている補強材の耐力（SM490A 材、有効断面積 180mm^2 、引張強さ 490N/mm^2 ）と設定し、目標荷重を超過することで接合部においても必要な耐力を有していると判断した。なお、載荷はピーク値が得られるまで行った。

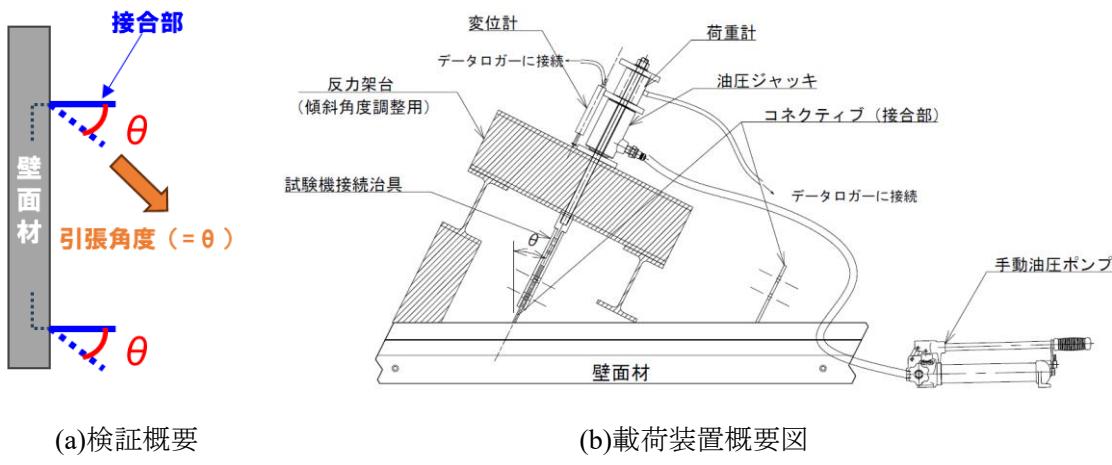


図-2.3.6.11 実験の概要図



(a) 曲げ角度 25°

(b) 曲げ角度 35°

(c) 曲げ角度 45°

図- 2.3.6.12 実験のセットアップ (例)

表- 2.3.6.2 実験ケースの一覧

接合部曲げ角度 θ	試験荷重	実験数
0°	<ul style="list-style-type: none"> ■鋼材許容引張力 : 33.3kN ■鋼材引張り強さ : 88.2kN (目標荷重) 	各 3 回
25°		
30°		
35°		
45°		

各ケースの引張荷重と変位の関係を図- 2.3.6.13 に示した。図によると、最大荷重は全実験ケース (接合部曲げ角度 0° ~45°) において、目標とした補強材の引張強さ (破断強度) を上回った。許容引張力を超過した以降は、角度によって抵抗力の低下やピーク強度に若干の差が確認できるが、本検討で対象としている範囲においては問題となる差はないと考えられる。

試験終了時に試験部材の外観を確認したところ、全ケースにおいて図- 2.3.6.14 に示すように部材でも断面積が最も小さいボルト孔 (設計上の照査位置) が変形し、次いで壁面材に微細なクラックが発生した。荷重変位関係の勾配に着目すると、曲げ加工した実験ケースでは、曲げ角度が大きいほど荷重-変位の勾配は緩い傾向となった。これは、人力により所定の角度に曲げたコネクティブの曲げ部分 (R 形状) が、載荷によって伸び (直形状)、その変位が計測されたことが要因であると考えられる。

以上より、今回の実験で使用した壁面材、補強材および接合部を用いた構造については、壁面材と補強材の間に相対沈下が生じて接合部が 45° の方向に引っ張られても、接合部は設計上期待している耐力並びに機能を有していることを確認した。

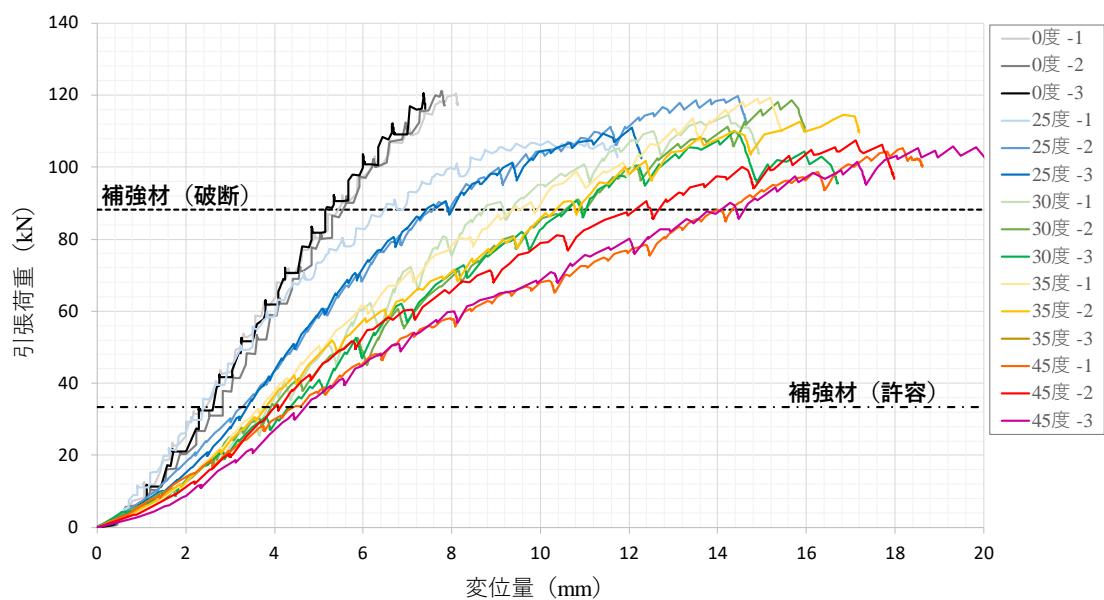


図- 2.3.6.13 引張荷重一変位関係



図- 2.3.6.14 実験終了時の部材の状態

2) 検証事例②

表-2.3.6.1 に示した①-2 の構造（壁面材と補強材に相対鉛直変位が生じる構造のうちヒンジ接続タイプ）について、図-2.3.6.15 に示すように壁面材と補強材の間に相対沈下が生じて接合部が斜めに引っ張られた場合に接合部が所定の耐力を有するかを実験的に検証した。

図-2.3.6.16 に試験の概要を示す。試験では、実際の接合部の構造と同じくして、壁面材のインサートにダブルコネクターを取り付け、そこにロッドアイ、テンションバー、反力装置、センターホールジャッキ等で構成した。斜め方向に載荷するケースでは、反力装置とラムチエアの間に角度調整治具を介して所定の角度で載荷した。載荷は、荷重制御による段階載荷とし、各段階の荷重増加量は 10kN とした。また、各段階での荷重保持時間は 1 分程度とし、変位が収束したことを確認した後に次段階の載荷に移行し、部材が破壊するまで載荷を継続した。

試験ケースを表-2.3.6.3 に示す。接合部の引張角度は、壁面材に対して直角となる 0° 、盛土沈下方向（下方）～角度 15° 、 30° および 45° の 4 種類とした。壁面材のコンクリートの圧縮強度については、アンカー補強土壁における基準強度 ($f_{ck} = 40\text{N/mm}^2$ 以上) の範囲全ての耐力を保障するように計画した結果、載荷日材齢における圧縮強度は 36.2 N/mm^2 であった。アンカー補強土壁では、接合部および補強材の各部材の耐力照査において、階層設計がされており、接合部の耐力は補強材の耐力を超えるように設計されている。このことから、本検証における目標荷重は、アンカー補強土壁において標準的に用いられている補強材の耐力 (SNR490B 材、有効断面積 168.7mm^2 、引張強さ 490N/mm^2) と設定し、目標荷重を超過することで接合部においても必要な耐力を有していると判断した。なお、載荷はピーク値が得られるまで行った。

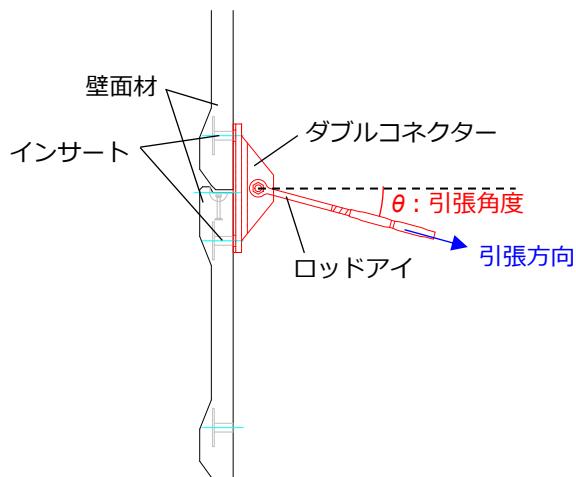
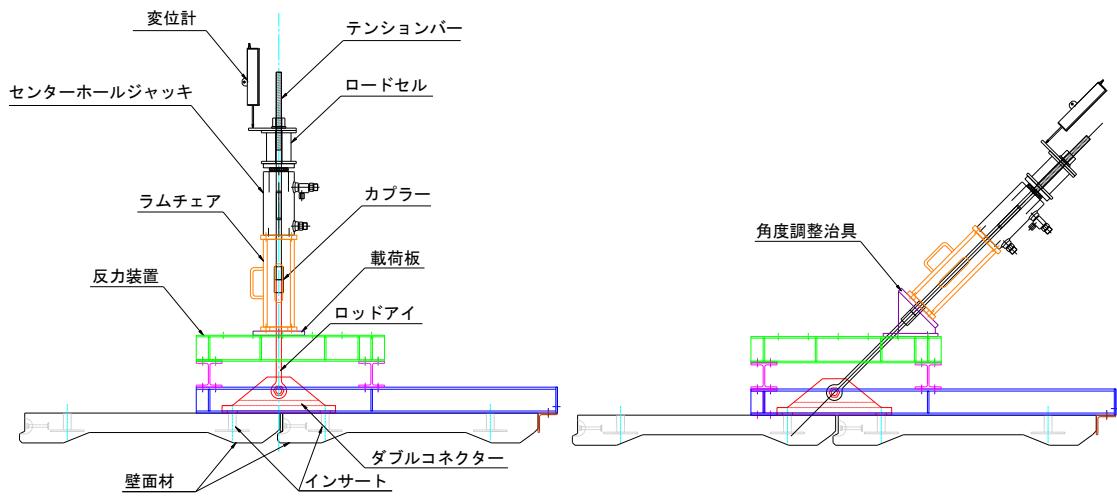
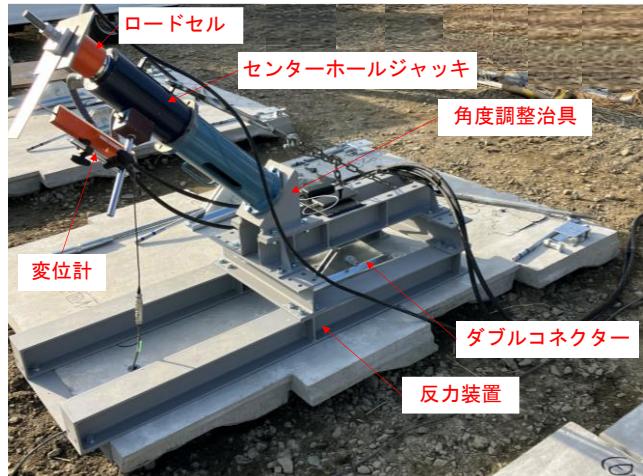


図-2.3.6.15 検証の概要



(a) 載荷装置概要図 ($\theta=0^\circ$)

(b) 載荷装置概要図 ($\theta=45^\circ$)



(c) 試験実施状況 ($\theta=45^\circ$)

図-2.3.6.16 試験の概要

表-2.3.6.3 試験ケース

コネクター	引張角度 θ (°)	試験荷重 (補強材耐力)		
		許容引張力 [鋼材の許容応力度 に相当する引張力] (kN)	降伏強度 [鋼材の降伏点に相 当する引張力] (kN)	破断強度 (目標荷重) [鋼材の引張強さに相当す る引張力] (kN)
ダブル	0	31.2 (185N/mm ²)	54.8 (325N/mm ²)	82.7 (490N/mm ²)
	15			
	30			
	45			

各ケースの引張荷重と変位の関係を図-2.3.6.17に示した。図によると、最大荷重は全実験ケース（引張角度 $0^\circ \sim 45^\circ$ ）において、目標とした補強材の破断強度を上回った。また、破断強度付近（概ね許容引張力の2.5倍）において、荷重-変位関係の変曲点が生じた。

試験部材の状態としては、全ケース共に荷重-変位関係の変曲点までは、接合部や壁面材に目立った変形、ひび割れ等は認められなかったが、変曲点を上回ると徐々に接合部に変形が生じ、壁面材のコンクリートにひび割れが発生した。試験終了時の部材の状態は、図-2.3.6.18に示すように接合部やロッドアイに変形が認められ、壁面材のコンクリートにはコーン破壊が生じた。補強材の破断は認められなかった。なお、壁面材の圧縮強度を通常よりも低く設定したため、接合部の耐力は補強材の破断強度と同程度になったと考えられる。

荷重-変位関係の勾配に着目すると、引張角度を変化しても変曲点までの勾配は概ね一定であることが認められる。これは、接合部のヒンジが機能することで、補強材に生じる曲げ応力の影響を軽減したことにより、引張角度が大きい場合も部材の抵抗力が低下しなかったと考えられる。なお、 $\theta=30^\circ$ および $\theta=45^\circ$ では、20～40kN の引張荷重の一部分において変位の急増が生じた。これは、壁面材とダブルコネクターを締結する長穴のボルト穴に最大で 16.5mm のせん断方向の余裕しきがあり、引張角度の大きい $\theta=30^\circ$ および $\theta=45^\circ$ のケースでせん断方向への引張力がより働き、締結している部材に余裕しき分のずれが生じた変位と考えられる。実際の施工では壁面が鉛直になった状態で接合部が取り付けられるため、部材のずれは生じにくい。

以上より、今回の実験で使用した壁面材、補強材および接合部を用いた構造については、壁面材と補強材の間に相対沈下が生じて接合部が 45° の方向に引っ張られても、接合部は設計上期待している耐力並びに機能を有していることを確認した。

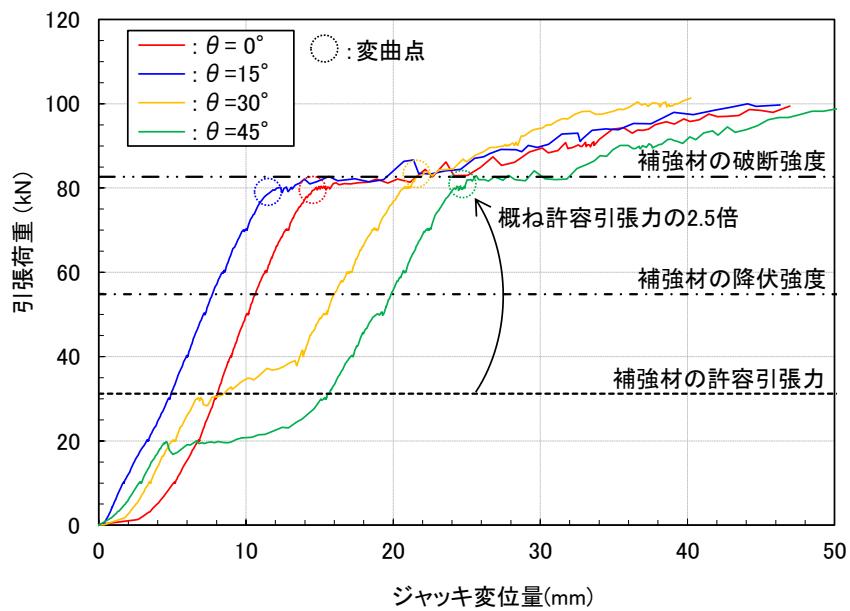
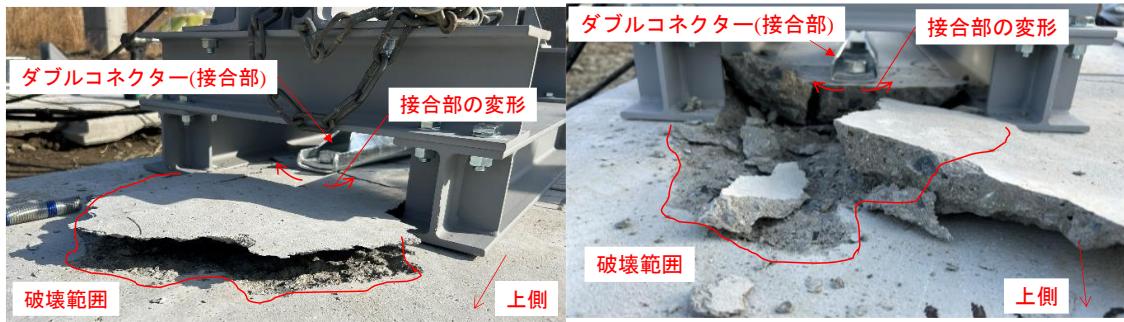
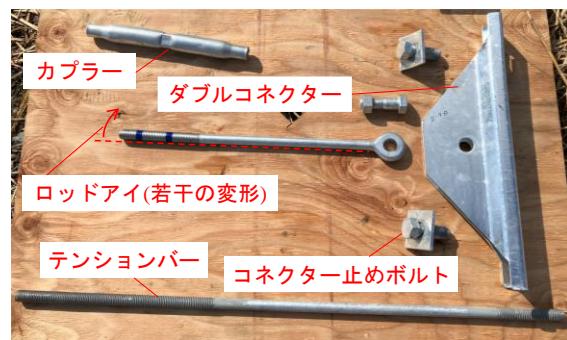


図-2.3.6.17 引張荷重-変位関係



(a) $\theta=15^\circ$ 試験終了時

(b) $\theta=45^\circ$ 試験終了時



(c) 試験終了後の接合部材 ($\theta=45^\circ$)

図-2.3.6.18 試験終了時の部材の状態

(5) まとめ

- 本項で得られた知見をまとめると以下のようである。
- ・事例等から認められる沈下の要因のうち、a)壁面の水平変位に対応した沈下に着目し、沈下発生時に補強材がどのような状態（変形）となっているかについて、動的遠心模型実験結果に基づいて調べた。
 - ・遠心模型実験結果を分析した結果、加振レベルの増加に伴って壁面は水平に変位し、および補強領域には鉛直方向のひずみの増加によって沈下が漸増した。それにもかかわらず、補強領域の天端付近で 0.2m 程度の沈下が生じた状態（沈下/壁高=2.7%）においても、補強材の形状に極端な不整は発生しておらず、補強土壁の抵抗メカニズムが維持されていた。
 - ・壁面材の基礎が支持力破壊すると補強材の形状の不整が進展したものの、壁面材の基礎が支持力破壊しても、 $3\delta_y$ の状態（補強材に 15% 程度の勾配発生）まで、補強材接合部付近の張力に大きな変化は認められなかった。
 - ・したがって、基礎コンクリートが著しく沈下した状態となっていなければ、補強材の状態評価において水平変位に伴う沈下（位置・形状の不整）の影響は考慮しなくてもよいと考えられる。
 - ・地震の際等において天端の段差等が認められた場合には、基礎コンクリートがめり込んでいないかを確認し、補強土壁に生じた変形が補強領域の単純せん断変形が支配的であることを外形から確認されれば、補強材に大きな傾き等は生じていないと判断できると考えられる。
 - ・壁面材と補強材の接合部は、壁面材の回転変位や基礎コンクリートの沈下等に起因して斜めに引っ張られる状態でも、設計で想定する荷重が確実に伝達されることが明らかな構造としておく必要がある。これについて、壁面材と補強材の間に相対鉛直変位が生じる構造のうち、ボルト接合タイプおよびヒンジタイプのそれぞれについての検証事例を示した。

参考文献

- 2.3.6-1) 佐々木哲也, 石原雅規, 荒木裕行: 補強領域内のせん断変形に着目した補強土壁の地震時変形量の計算法に関する検討, 土木研究所資料第 4336 号, 2016
- 2.3.6-2) 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, 2014
- 2.3.6-3) 一般財団法人土木研究センター: 多数アンカ一式補強土壁工法 設計・施工マニュアル第 4 版, 2014
- 2.3.6-4) 一般財団法人土木研究センター: ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル第二回改訂版, 2013

2.3.7. 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（②ゆすり込み沈下の実態、狭隘部の締固め）

（1）はじめに

本項では、橋台背面アプローチ部において、路面の連続性を確保するために必要となる補強土壁の盛土材料及び施工方法を明らかにすることを目的とする。

橋台背面アプローチ部において大きな段差が発生した事例を対象に、その構造や状態から要因を考察する。要因のうち大部分を占めると考えられる盛土の締固めに着目し、変状事例における締固めの程度と段差量の関係から、締固めの効果を検証する。そのうえで、橋台背面（狭隘部）においても適切な締固めが達成されると考えられる盛土材料の条件及び締固めの方法を、既往の知見に基づいて整理する。

（2）段差の要因に関する事例分析（最も大きな段差が生じた事例に関する試算）

1) 分析の対象とした事例の概要

段差の要因を調べるために、2.3.1 項で収集した事例のうち最も大きな段差が生じた事例に着目した。分析の対象とした事例の概要を、表-2.3.7.1 および図-2.3.7.1 に示す。当該事例は、橋台アプローチ部に構築された帶鋼補強土壁（壁高 3.75m）で、橋台とウイングの境界部の路面の段差及び補強土壁のはらみ出しに起因した天端と防護柵との境界部の開きと、補強土壁天端の段差が発生した（図- 2.3.7.2、図- 2.3.7.3）。現地調査の結果では、橋台の沈下、ウイングの損傷及び盛土材の漏出は認められておらず（図- 2.3.7.4）、基礎地盤の沈下の兆候も認められない。当該事例において、もっとも大きな路面の段差が確認されたのは、橋台とウイング部の境界である。ウイング部は堅壁の水平変位等の変形は確認されておらず、橋台同様に基礎地盤の沈下も認められない。さらに、ウイング部と補強土壁部の境界では明確な不陸等の沈下量の差は認められない。したがって、当該事例の沈下のメカニズムとしては、ゆすり込みによるせん断変形の影響は軽微であり、主に地震動に起因したゆすり込みによる盛土の間隙比変化（一次元圧縮沈下）が想定される。

表-2.3.7.1 事例概要

所在地	岩手県（橋梁取付擁壁）
施工年月	2000 年（建設後約 8 年経過）
壁面材	鉄筋コンクリート製パネル (t = 14 cm)
壁高	3.75m
適用	橋台背面アプローチ部（国道）
起因地震	2008 年岩手宮城内陸地震
震度階級	6 強（震央からの距離：15km）
最大沈下（段差）	45 cm

所在地 : 岩手県（橋梁取付擁壁）
 施工年月 : 2000年（約8年経過）
 壁面材 : 14cmコンクリート
 壁高 : 3.75m
 適用 : 橋台アプローチ部（国道）
 起因地震 : 2008年岩手宮城内陸地震
 震度階級 : 6強（震央からの距離：15km）

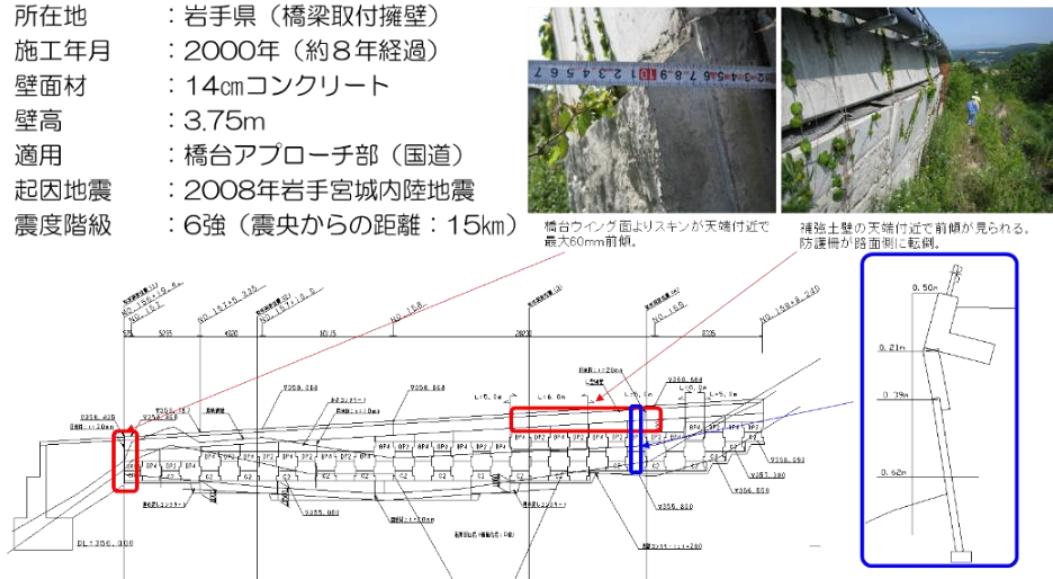


図- 2.3.7.1 事例：テ1の変状位置図



図- 2.3.7.2 天端の状態①



図- 2.3.7.3 天端の状態②



図- 2.3.7.4 ウイング等の状態

2) ゆすり込みによる間隙比変化の試算

前述のとおり、当該事例は橋台ウイング部及び補強土壁部で路面の沈下が確認されている。補強土壁は壁面の前傾が確認されていることからゆすり込み沈下（せん断変形+間隙比変化）が要因であると考えられる。一方で、橋台ウイング部は堅壁の変形が認められていないことから、ゆすり込み沈下のうち、間隙比変化が主要因であると考えられる。ウイング部と補強土壁部の境界で明確な不陸は認められない。これらのことから勘案して、当該事例における段差（沈下）の主な要因は間隙比変化であると推測される。ここでは当該事例の沈下の要因として主に想定される、地震動に起因したゆすり込みによる間隙比変化（一次元圧縮沈下）について、そのメカニズムを考察するために現場条件を考慮して地震前後の間隙比の変化を試算した。すなわち、図-2.3.7.5 のように現場の橋台堅壁の高さ H と観測された沈下量 $S_c = 45 \text{ cm}$ を考慮したうえで、土の物理的性質を利用してどの程度の間隙比の変化が生じているのかを算出した。

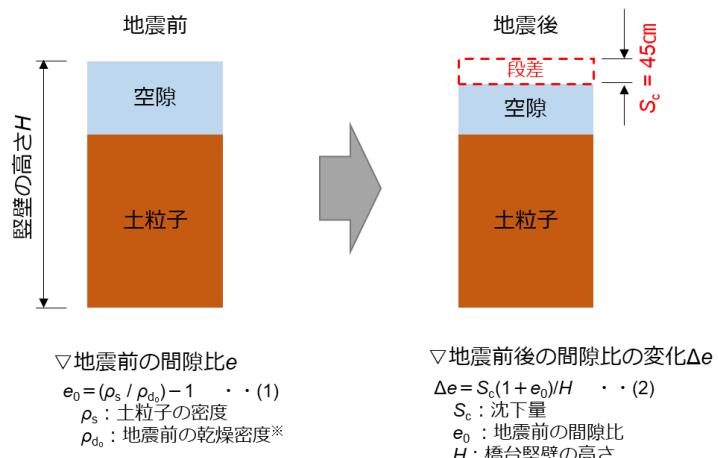


図-2.3.7.5 間隙比の変化（イメージ）

図-2.3.7.6 は、試算で得られた地震前後の間隙比を締固め度 D_c (= 乾燥密度 ρ_d / 最大乾燥密度 ρ_{dmax}) に換算して表示したものである。なお、現地の盛土材の最大乾燥密度 ρ_{dmax} の情報が無いものの、図-2.3.7.6 のように試算結果を締固め度 D_c で表示することにより、盛土材の最大乾燥密度 ρ_{dmax} によらず地震前後の締固め度の間に一義的な関係を得ることができる。

図より、間隙比の変化 Δe を締固め度 D_c に換算すると、仮に地震前の締固め度が 90% であったと仮定すれば、地震後には約 12% 増加したことに相当する。十分に転圧された盛土において、ゆすり込み沈下によって締固め度が約 12% 増加することは考え難いことから、地震前の間隙比が高めであったことも考えられる。

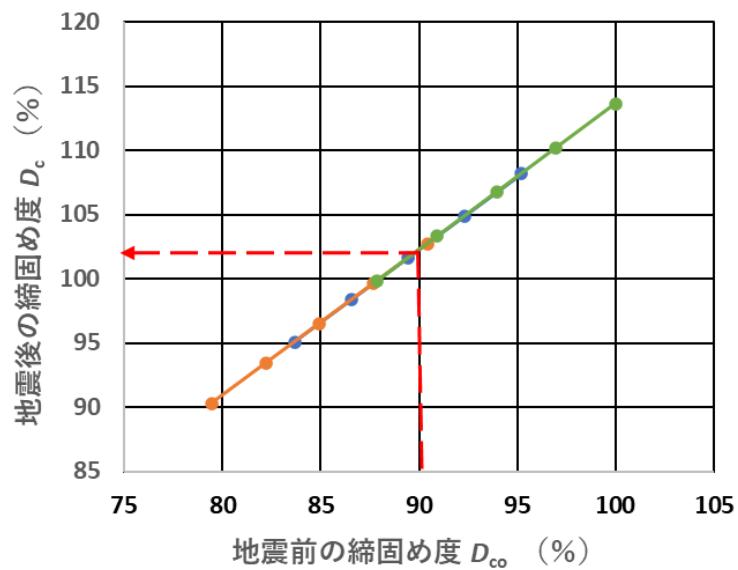


図- 2.3.7.6 地震前後の締固め度（試算）

(3) 技術基準類における締固めの記載の変遷と変状事例の段差量の関係

1) 各種技術基準類における盛土材料の仕様と締固めに関する記載

(2)で示した事例分析の結果、地震前の間隙比が高めであったことが沈下の要因の1つとして考えられた。締固めと段差量の関係を検討するために、各種技術基準類における盛土材料の仕様および締固め管理値に関する記載の変遷を整理した。

表- 2.3.7.2 には道路橋示方書 IV^{2.3.7-1)}、道路土工指針類 2.3.7-2)~2.3.7-4)、補強土壁工法のマニュアル 2.3.7-5), 2.3.7-6)の盛土材料の仕様および締固め管理値の変遷を、表- 2.3.7.3(a)には盛土材料の仕様の記載内容、表- 2.3.7.3(b)には締固め管理値の記載内容をそれぞれ示した。各表によると、道路土工－施工指針 2.3.7-2) (S61)において、裏込めおよび埋め戻しに適する材料の粒度と性質が示された。その後、道路土工－盛土工指針 2.3.7-3) (H22)において、現行と同じ締固め管理値が示され、これらと同様の内容が道路橋示方書 IV^{2.3.7-1)} (H24) にも記載された。したがって、H22~H24頃に技術基準類の盛土材料・締固め管理の記載が充実し、現在に至っている。

表- 2.3.7.2 盛土材料の締固め管理値と仕様の変遷

	1986年 (S61)	1999年 (H11)	2003年 (H15)	2010年 (H22)	2012年 (H24)	2014年 (H26)	2017年 (H29)	備考欄	
								強化	【締】締固め管理値に関する記載 【盛】盛土材料の仕様に関する記載
道路橋 示方書IV		【締】無 【盛】無			【締】表-参3.2 【盛】表-参3.1		【締】表-参3.2 【盛】表-参3.1		橋台背面
道路土工－ 施工指針	【締】無 【盛】仕様有								裏込めおよび埋戻し
道路土工－ 盛土工指針				【締】95%以上等 【盛】仕様有					構造物取付部の盛土
道路土工－ 擁壁工指針 (第6 章 補強土壁)		【締】90%程度以 上(A,B法) 【盛】無			【締】95%以上 (A,B法) 【盛】無				補強土壁の盛土材料
補強土壁工法 のマニュアル			【締】90%以 上(A,B法) 【盛】仕様有			【締】95%以上 (A,B法) 【盛】仕様有			補強土壁の盛土材料

表- 2.3.7.3 各種技術基準類の記載内容

(a) 盛土材料の仕様

示方書	最大粒径	4750 μm ふるい通過百分率	75 μm ふるい通過百分率	塑性指数Ip (425 μm ふるい通過分について)	仕様最小密度における修正CBR	スレーキング率
H29道示IV	100 mm	25~100%	0~25%	10以下	—	—
S61施工指針	100 mm	25~100%	0~25%	10以下	—	—
H22盛土工指針	100 mm	25~100%	0~25%	10以下	—	—
H22カルバート工指針	—	—	—	—	—	—
NEXCO設計要領第一集 ^{※1}	150 mm	—	—	—	10以上	50%以下

^{※1} 裏込め材 A で [塑性指数 (I_p) ≥ 10 で、かつ 75 μm ふるい通過百分率 (F_c) $\geq 25\%$] の場合は原則として使用しないものとすると記載あり。

(b) 締固め管理値

示方書	仕上り厚	土砂区分	締固め度Dc 空気間隙率Va (一般的橋台背面)	締固め度Dc (インテグラル アバット構造の 橋台背面)
H29道示IV	200mm以下	有機質土、火山灰質の細粒土を含む材料を除く	Dc > 平均92%、最小90% (C,D,E法)	Dc > 平均97%、最小95% (C,D,E法)
S61施工指針	20cm以下	—	—	—
H22盛土工指針	20cm~30cm	砂質土	95以上(A,B法) 90以上(C,D,E法)	—
H22カルバート工指針	20cm程度以下	—	—	—
NEXCO設計要領第一集 ^{※1}	20cm以下	—	-75 μm < 20% Dc $\geq 97\%$ (RI計器で計測した6点の平均値) 20% \leq -75 μm < 50% Va $\geq 13\%$ (RIで計測した6点の平均値)	—

^{※1} 表中の「- 75 μm 」とは、「- 75 μm ふるい通過質量百分率(%)」を示す。

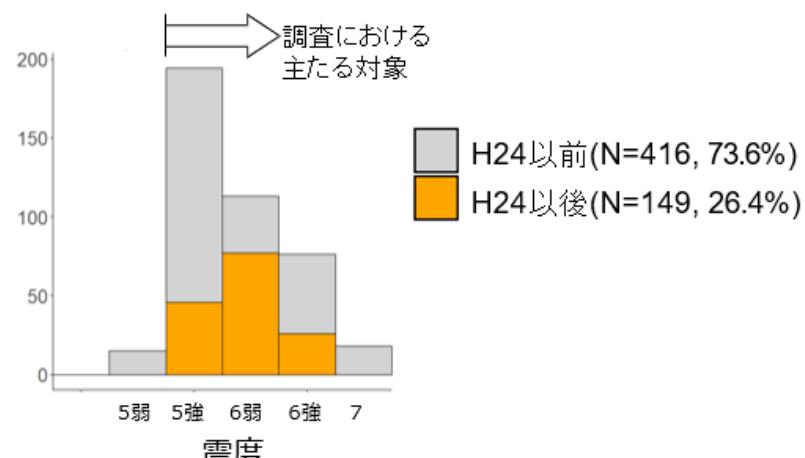
2) 建設年代ごとの変状事例の段差量

H22~H24 頃に技術基準類の盛土材料・締固め管理の記載が充実したことを踏まえて、橋台背面アプローチ部の補強土壁の建設年代に着目し、2.3.1 項で収集した橋台背面アプローチ部及びカルバート接続部の調査結果における段差を整理した。ここでは、各種技術図書類で締固めに関する記載が充実された H24 を境として、H24 以前に建設された補強土壁と H24 以後に建設された補強土壁を区別して分析することとし、790 件の調査結果のうち建設年代が既知の 565 件を対象にした。

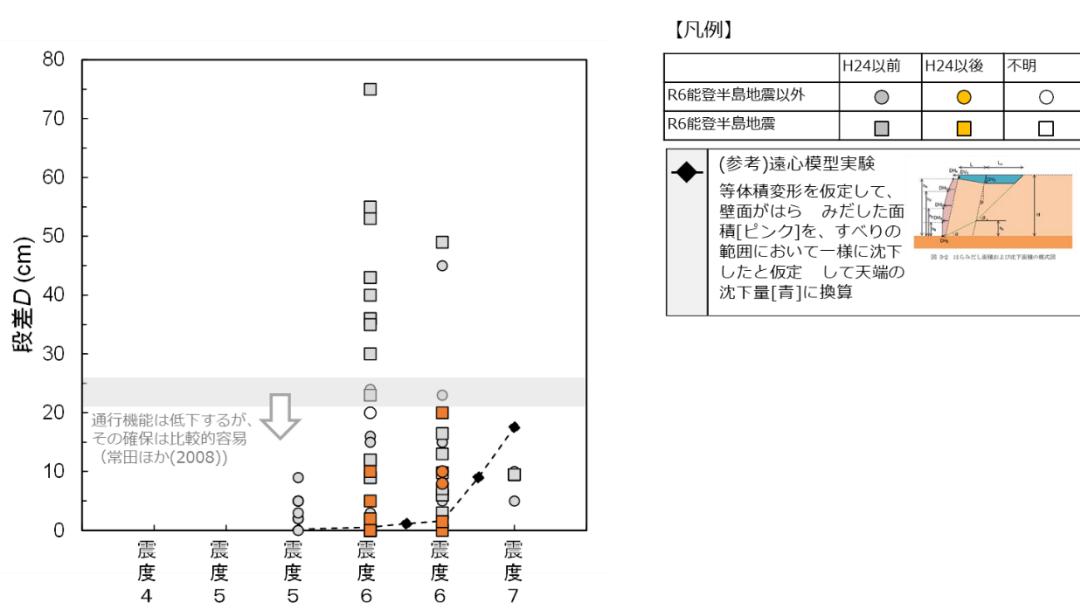
図-2.3.7.7 (a)には、分析に使用したデータの建設年代の内訳を震度ごとに示した。データ数の内訳は、H24 以前が 73.6%、H24 以後が 26.4% である。震度については、H24 以前か以後かによらず同程度の分布を示した。図-2.3.7.7(b)には、震度と段差の関係を H24 以前と以

後に区別して示した。図より、建設年代がH24以前と比較してH24以後に建設された補強土壁の変状事例では、段差が発生した事例の数そのものが少なく、段差量も小さい傾向であった。令和6年能登半島地震においても、H24以前の段差量が顕著であったが、H24以後の段差量は最大でも20cmであった。既往の研究によれば、段差が25cm程度であれば、道路の通行機能は低下するが、その機能の確保は比較的容易とされている^{2,3,7-7)}。

以上の結果から、H24頃の各種技術基準類における盛土材の仕様及び締固めの記載の充実によって、段差を一定の水準以下に留めることができるものと考えられる。



(a) 分析に使用したデータの建設年代の内訳



(b) 震度と段差の関係

図-2.3.7.7 事例における震度と段差の関係

(4) 狹隘部において橋台背面アプローチ部の施工品質を確保するうえでの留意点

1) 盛土材料及び締固め機械

橋台背面アプローチ部では、定められた仕様の盛土材（表-2.3.7.3(a)）を使用し、所要の締固め度を満足するように締め固めることとされている^{2.3.7-1)}。橋台背面アプローチ部に補強土壁が用いられる場合、図-2.3.7.8に示すように通常よりも多くの狭隘部が生じる場合がある。補強土壁は、図-2.3.7.9に示す大型の転圧機械を使用して施工されるが、特に狭隘部については、図-2.3.7.10に示す小型の転圧機械を使用して入念に締め固めすることが適しているとされている^{2.3.7-8)}。

「盛土施工手法及び品質管理向上技術に関する共同研究」^{2.3.7-8)}においても、狭隘部では適切な小型締固め機械を使用し、締め層厚を20~30cmとすれば、所要の締め固め管理値を満足できる傾向であることが示されている。表-2.3.7.4に小型締固め機械による盛土材料および締固め度等の関係の傾向を示す。

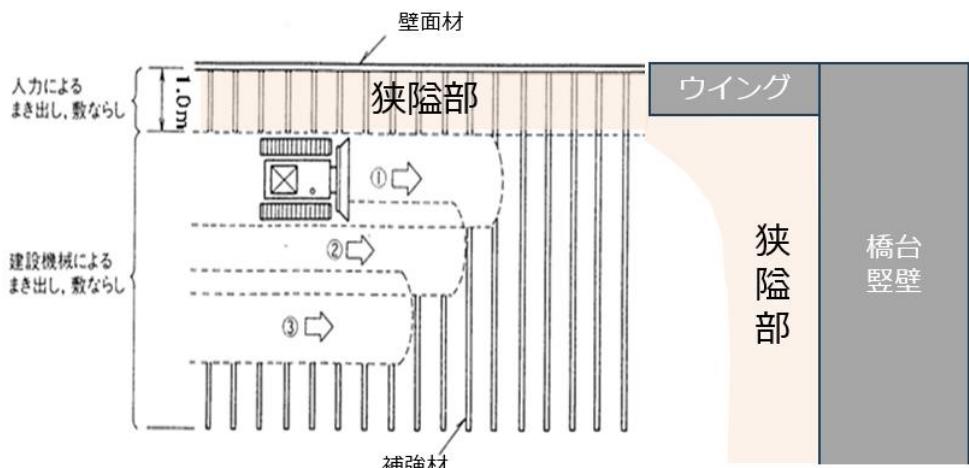


図-2.3.7.8 橋台背面アプローチ部に補強土壁が用いられる場合の構造（平面図）



図-2.3.7.9 大型転圧機械（例^{2.3.7-8)}）



図-2.3.7.10 小型転圧機械 (例 2.3.7-8)

表-2.3.7.4 小型締固め機械 機種・施工厚さ選定参考表 (6回締固め後の密度) 2.3.7-8)

土質 (FC) 最適 含水比 (%)	実験時 含水比 (%)	深さ(mm)	プレート コンパクタ	ランマ		前後進コンパクタ				ハンド ガイド ローラ	
				60kg	70kg	200kg	300kg	400kg	BOMA G		
橋台背面アプローチ部の盛土の条件の範囲	土質(1) (FC4.3) 18.2	15.7	0~100	○	●	●	○	●	○	—	●
			100~200	○	◎	●	○	○	○	—	◎
			200~300	×	◎	◎	○	○	○	—	○
	土質(2) (FC14.8) 17.8	16.8	0~100	◎	●	—	—	●	—	—	●
			100~200	×	●	—	—	◎	—	—	◎
			200~300	×	◎	—	—	◎	—	—	○
	土質(3) (FC15.3) 16.0	11.1	0~100	×	◎	—	—	○	—	○	○
			100~200	×	○	—	—	×	—	○	×
			200~300	×	×	—	—	×	—	×	×
	土質(4) (FC33.4) 18.8	15.0	0~100	○	●	—	—	●	—	◎	●
			100~200	×	◎	—	—	◎	—	◎	◎
			200~300	×	○	—	—	○	—	○	×
	土質(5) (FC57.1) 24.9	16.1	0~100	○	●	—	—	●	—	●	●
			100~200	×	●	—	—	●	—	◎	◎
			200~300	×	◎	—	—	◎	—	◎	○
	土質(4) (FC33.4) 18.8	17.4	0~100	◎	—	—	—	—	—	走行不 可	走行不 可
			100~200	×	—	—	—	—	—		
			200~300	×	—	—	—	—	—		

● : 締固め度 100%以上 ◎ : 締固め度 95%~100% ○ : 締固め度 90%~95%

× : 締固め度 90%未満 — : 実験未実施 (※最大乾燥密度は標準プロクター試験による値)

2) 締固めに配慮した橋台背面アプローチ部の構造

道路橋示方書IV下部構造編 2.3.7-1)では、橋台背面アプローチ部と一般の盛土部との施工の順序は、橋台背面アプローチ部を一般の盛土部より先に施工することが望ましいとされている（図- 2.3.7.11）。これは、確実な締固め施工ができる施工空間を確保でき、かつ施工時の排水処理が行いやすいことが理由である。

確実な締固め施工ができる施工スペースを確保可能

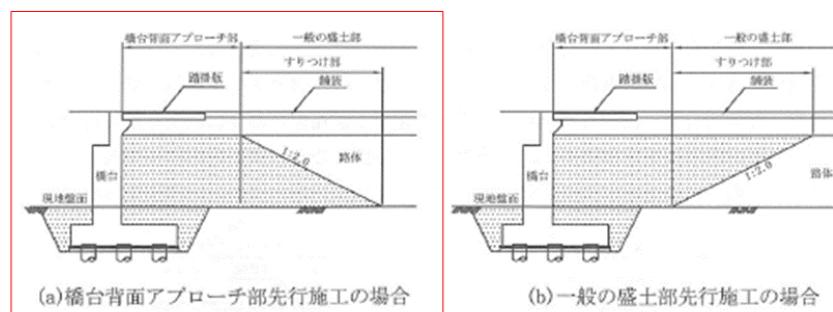


図- 2.3.7.11 橋台アプローチ部と一般の盛土部とのすりつけの例

これとは別に、掘削形状についても留意が必要となる場合がある。通常の施工では、橋台及び橋台背面アプローチ部の施工に先立って地盤の掘削を行う。掘削形状は、橋梁基礎が想定する抵抗を発揮できるのはもちろんのこと、補強土壁において設計で設定された方向及び長さの補強材を配置できることや、確実な締固め施工ができることなども、これを考慮して設定する必要がある。この観点では、急峻な地形や橋台基礎の形式の条件によっては、掘削形状に特別な留意が必要となる場合がある。以下に例を示す。

図- 2.3.7.12 は、基礎の抵抗を発揮するために必要な範囲の地盤と補強土壁の補強材が干渉する場合の例である。特に、急峻な地形で段差フーチングとするなどの場合で干渉しやすい。基礎の抵抗を発揮するために必要な範囲の地盤を確保し、かつ必要な補強材が配置できるように、橋台背面アプローチ部の構造、掘削形状等を計画する必要がある。

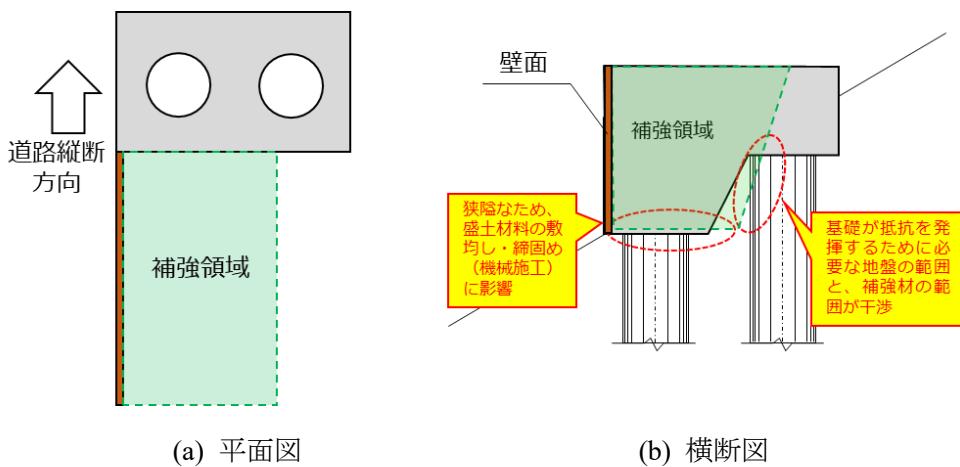


図- 2.3.7.12 基礎の抵抗を発揮するために必要な範囲の地盤と補強土壁の補強材が干渉する場合の例

図- 2.3.7.13 には、道路縦断方向の掘削の形状の例を示した。図- 2.3.7.13(a)のように、掘削の勾配を急なものとして、橋台を施工するために必要な最低限の掘削範囲とすると、埋め戻しにおいて、締固め施工に必要な施工空間を確保しづらくなる。そのため、盛土材料の敷均し及び転圧の方法を考慮したうえで、確実な締固めができる掘削形状を計画する必要がある。

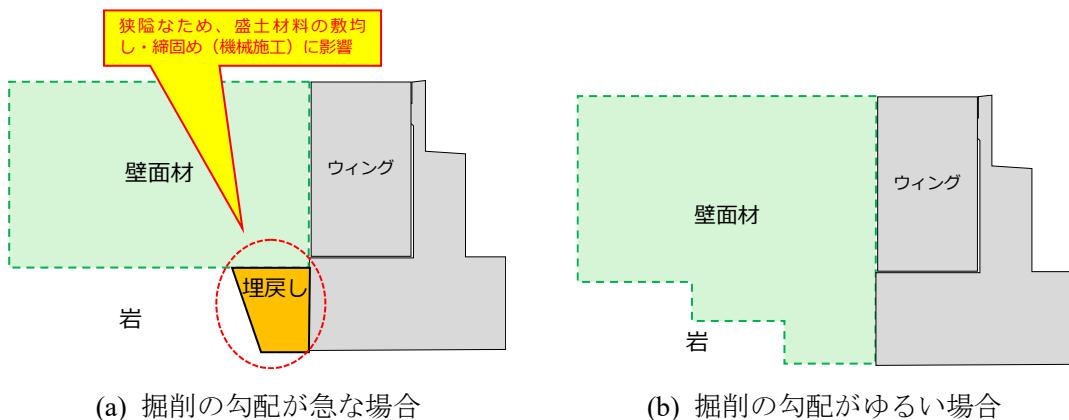


図- 2.3.7.13 道路縦断方向の掘削の形状の例

(5) まとめ・今後の課題

本項の検討の範囲で得られた知見を以下に示す。

- ・補強土壁が用いられた橋台背面アプローチ部において大きな沈下（段差）が発生した事例を分析した結果、一次元圧縮変形による沈下が生じていたことを確認した。
- ・大きな沈下が発生した要因としては、現場条件を考慮すると締固め度 D_c で約 12% の増加に相当した。十分に転圧された盛土において、間隙比変化（一次元圧縮）のみで締固め度が約 12% 増加することは考え難いことから、大きな沈下が生じた要因として締固め不足が懸念される。
- ・各種技術基準類における締固めに関する記載が充実された平成 24 年頃を境に、変状事例における段差の発生が大きく減少していた。現行の材料仕様・施工管理により、段差を一定の水準以下に留めることができているものと考えられる。
- ・狭隘部においても、所要の盛土材を使用し、適切な締固め機械で転圧すれば、所要の締固め管理値を満足できる傾向にある。なお、その際に確実な締固め施工等ができるように、現場条件を考慮したうえで橋台と橋台背面アプローチ部の施工順序や地盤の掘削範囲を計画する必要がある。
- ・路面の連續性を確保するためには、良質な盛土材の使用と入念な締固めが有効であり、平成 24 年頃の記載の充実によってその効果が發揮されているものと考えられる。一方で、データの蓄積が浅い面もあることから、今後も継続して事例調査等を実施し、検証していくことが重要と考えられる。

参考文献

- 2.3.7-1) 公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，丸善出版，2017
- 2.3.7-2) 公益社団法人日本道路協会：道路土工－施工指針，丸善出版，1986
- 2.3.7-3) 公益社団法人日本道路協会：道路土工－盛土工指針，丸善出版，2010
- 2.3.7-4) 公益社団法人日本道路協会：道路土工－擁壁工指針，丸善出版，2012
- 2.3.7-5) 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，2014
- 2.3.7-6) 一般財団法人土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法 設計・施工マニュアル第 4 版，2014
- 2.3.7-7) 常田，小田，中平：道路機能に基づく道路盛土の経済的な耐震強化・補強技術に関する研究開発，道路政策の質の向上に資する技術研究開発成果報告レポート，2008
- 2.3.7-8) 国立研究開発法人土木研究所ほか：盛土施工手法及び品質管理向上技術に関する研究，共同研究報告書第 461 号，国立研究開発法人土木研究所，2014

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、路面の連續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。帶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。

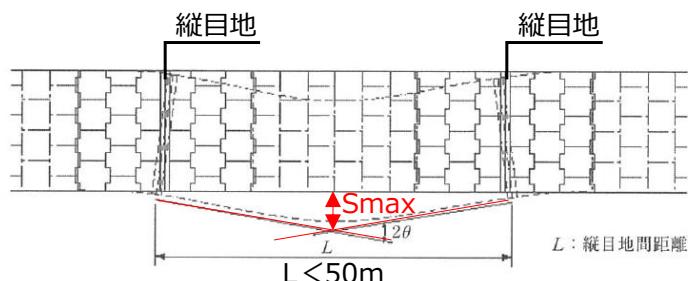


図-2.3.8.1 壁面の不同沈下の模式図（帶鋼補強土壁の場合） 2.3.8-1



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、路面の連續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、路面の連續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 ($t = 11.5 \text{ cm}$)	鉄筋コンクリート製パネル ($t = 14 \text{ cm}$)
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のかを調べた。

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。

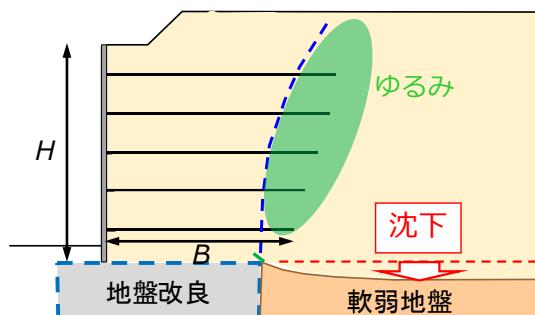
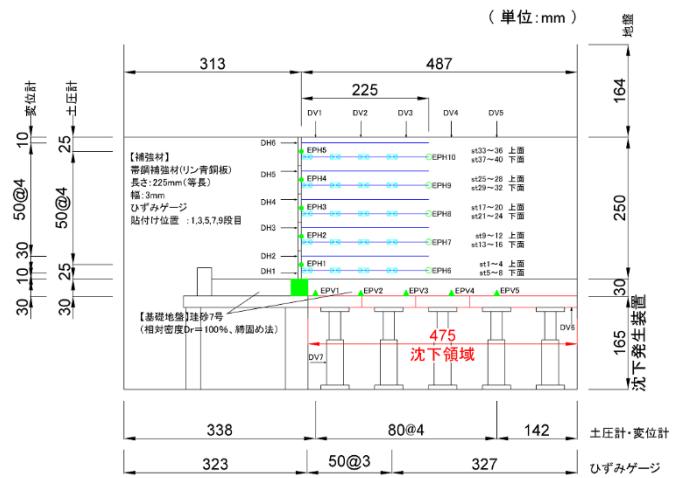


図- 2.3.8.3 基礎地盤の沈下の影響を受ける補強土壁に生じる現象のイメージ

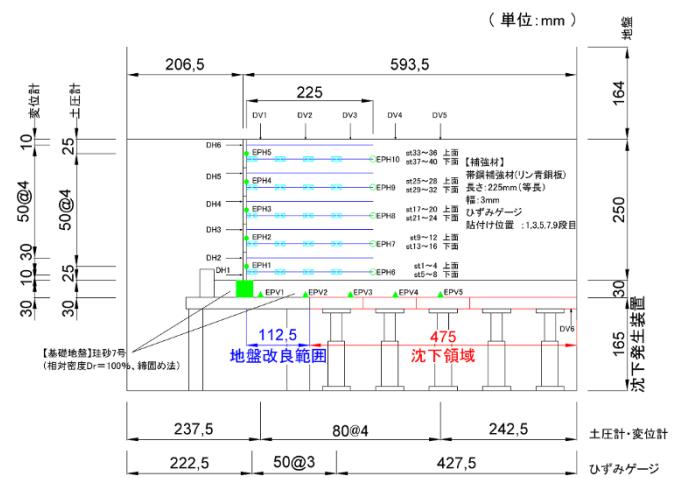
1) 遠心模型実験の方法

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。

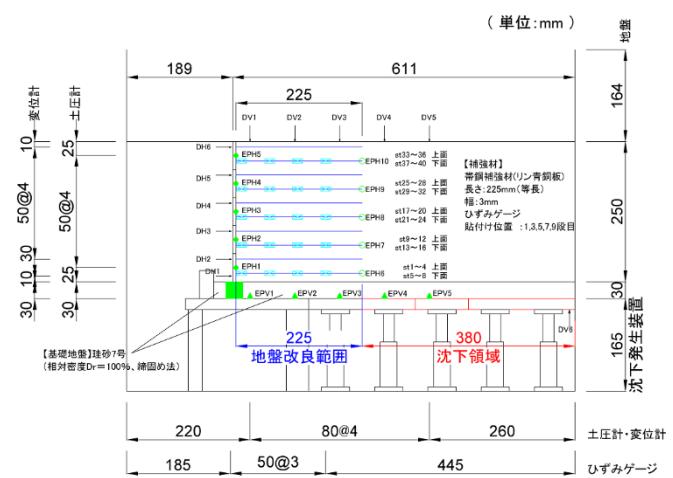
図- 2.3.8.4 及び図- 2.3.8.5 は、それぞれ模型概要図及び沈下発生装置の概要図である。部分的に改良が実施され、改良範囲と未改良範囲で相対沈下が生じる条件を再現するために、遠心力場において任意の範囲・量の沈下を導入することができる沈下発生装置を用いた。沈下発生装置は補強土壁模型の下部に設置され、図- 2.3.8.5 (b)のようにモータで引抜きベースを水平に引き抜くことにより、これを沈下ベースの鉛直運動に変換し、沈下板に沈下を導入することができる。実験では、沈下はその大きさが 400 mm となるまで徐々に沈下量を漸増させることとした。



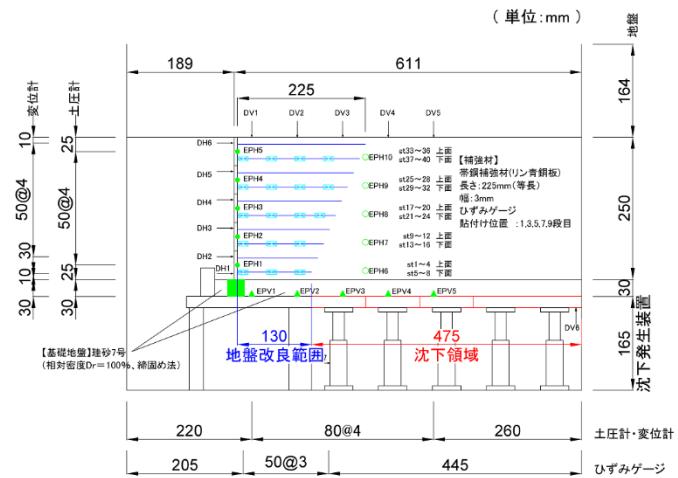
(a) Case1



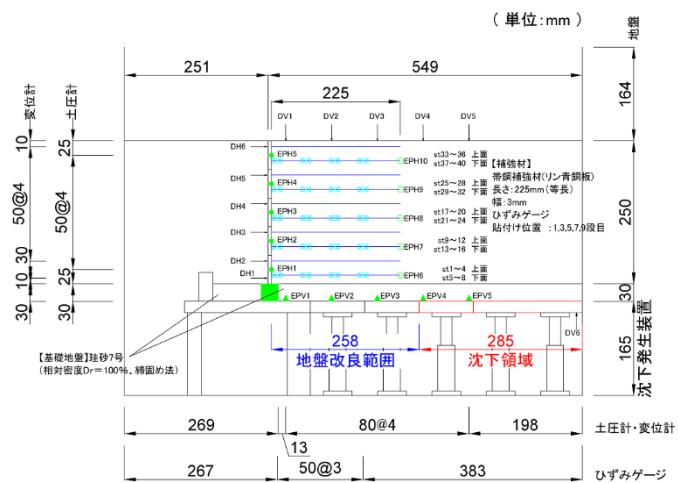
(c) Case2



(c) Case3

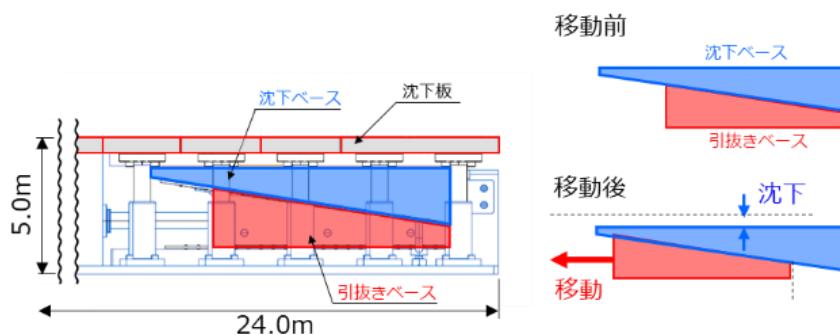


(d) Case4



(e) Case5

図- 2.3.8.4 模型概要図



(a) 沈下発生装置概要図

(b) 沈下発生装置の機構

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	$B+1m$ (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

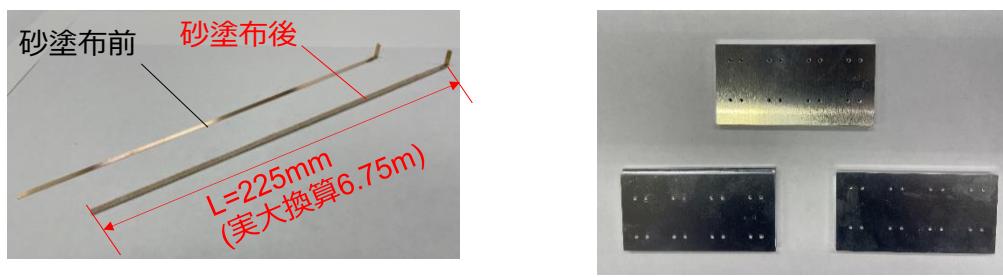
B : 補強領域底面の幅

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 $D_{50} = 0.16$ 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随するように厚さ 0.9 m 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

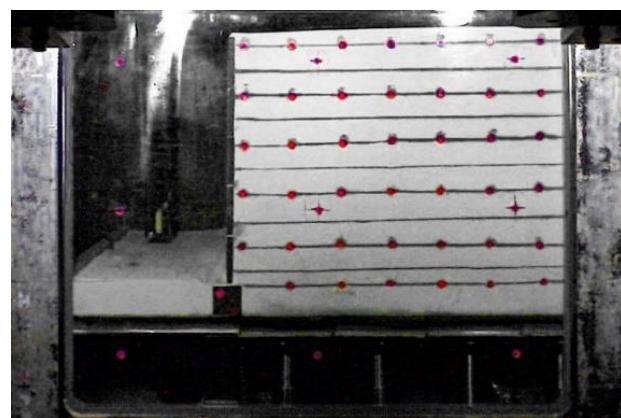


図-2.3.8.7 実験のセットアップ

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)）

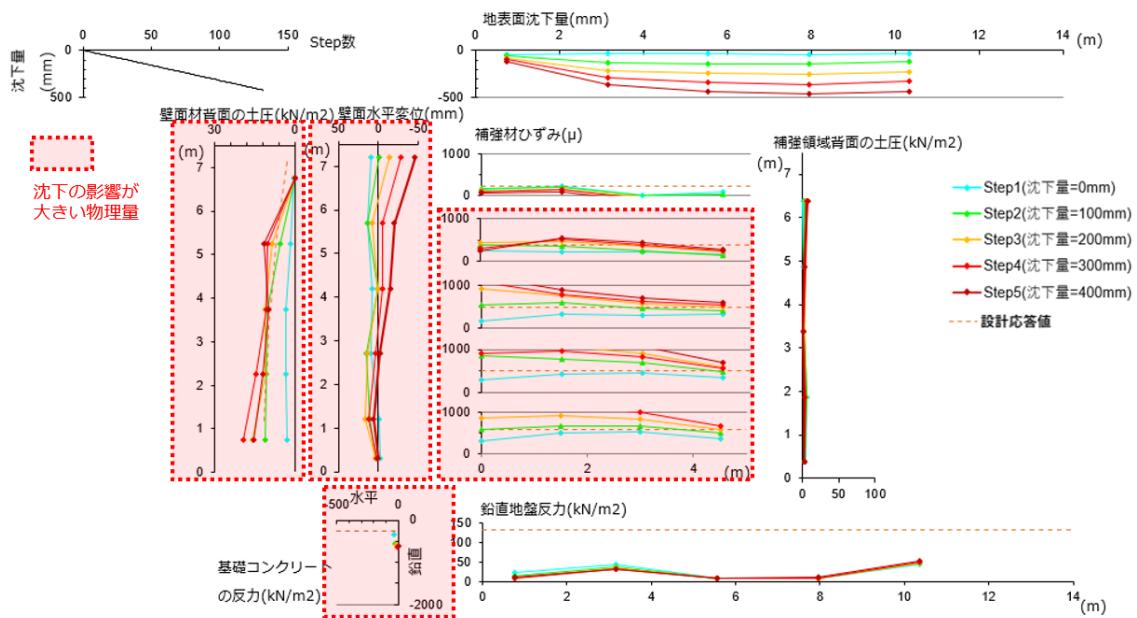


図- 2.3.8.8(a) 壁面の水平変位、土圧、天端沈下量、補強材張力、底面の地盤反力の推移
(Case1)

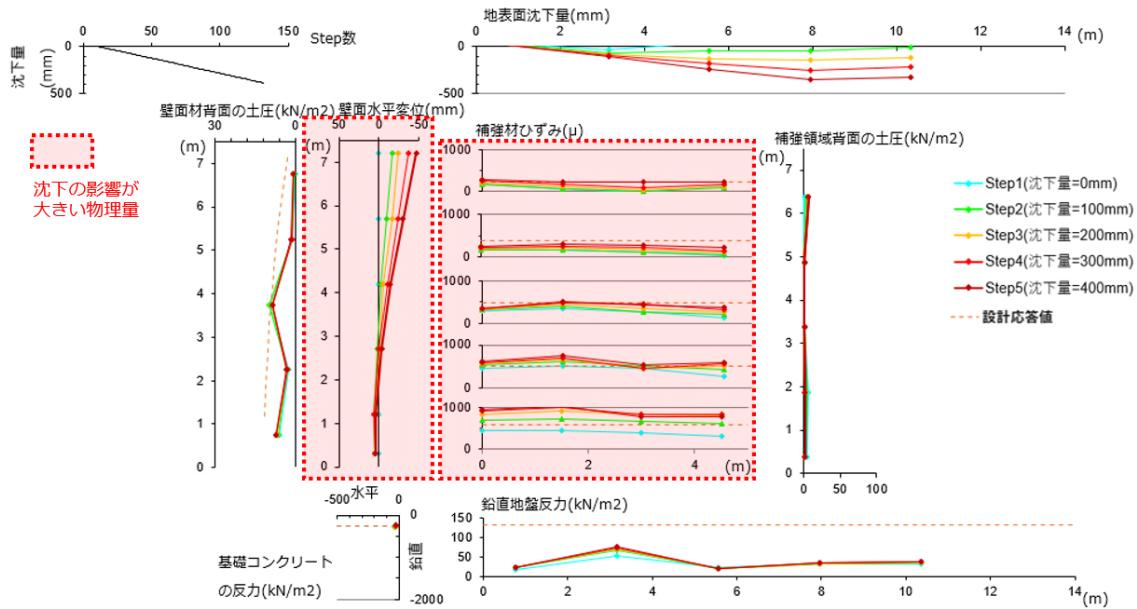


図- 2.3.8.8 (b) 壁面の水平変位、土圧、天端沈下量、補強材張力、底面の地盤反力の推移
(Case2)

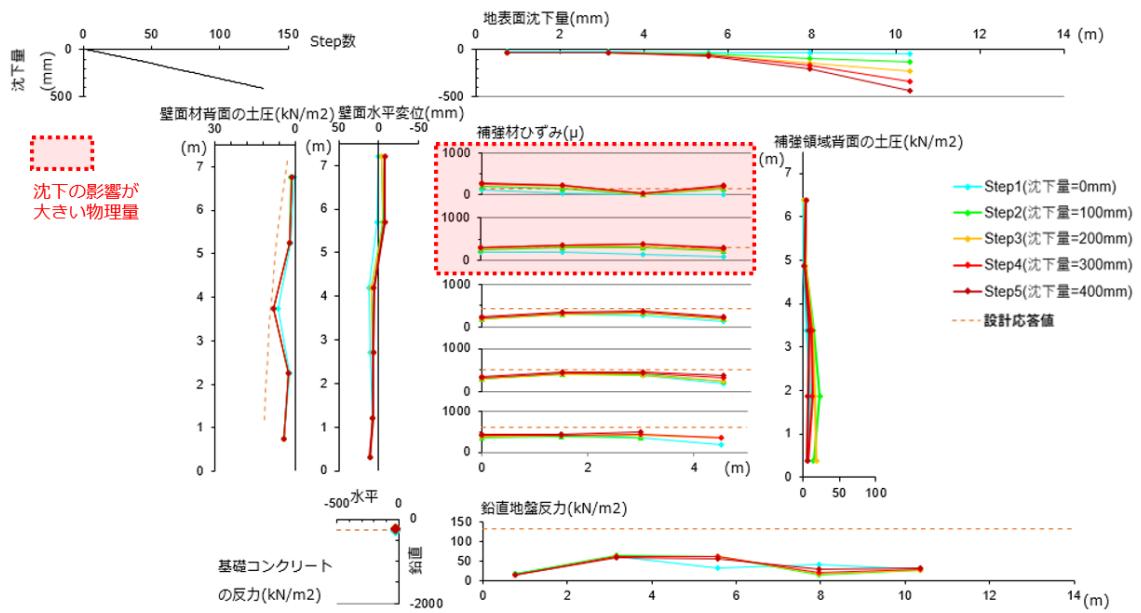


図- 2.3.8.8 (c) 壁面の水平変位、土圧、天端沈下量、補強材張力、底面の地盤反力の推移
(Case3)

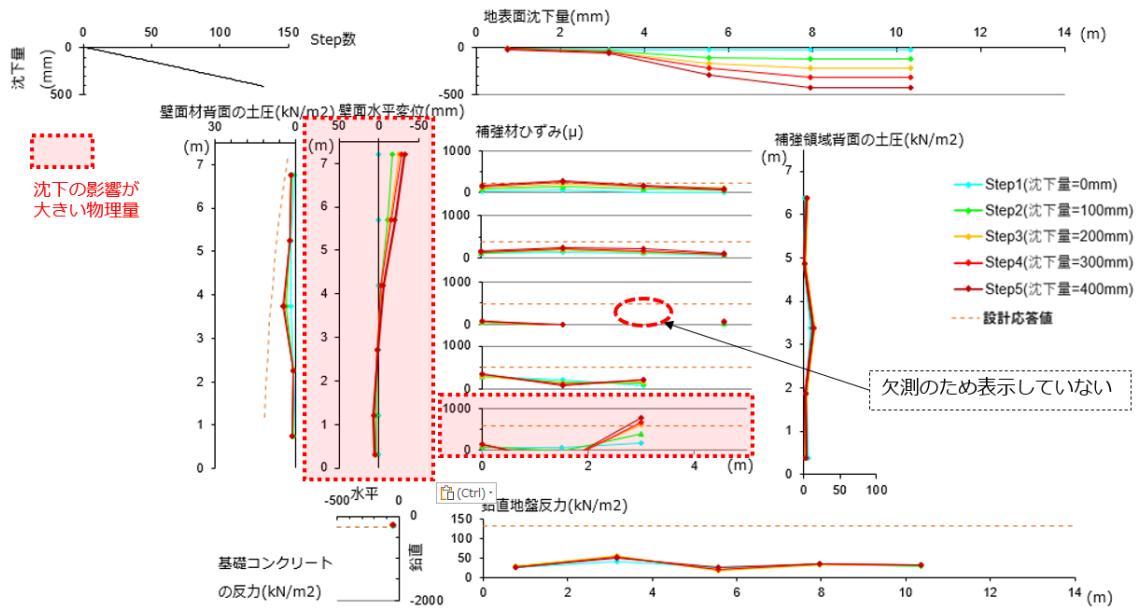


図- 2.3.8.8 (d) 壁面の水平変位、土圧、天端沈下量、補強材張力、底面の地盤反力の推移
(Case4)

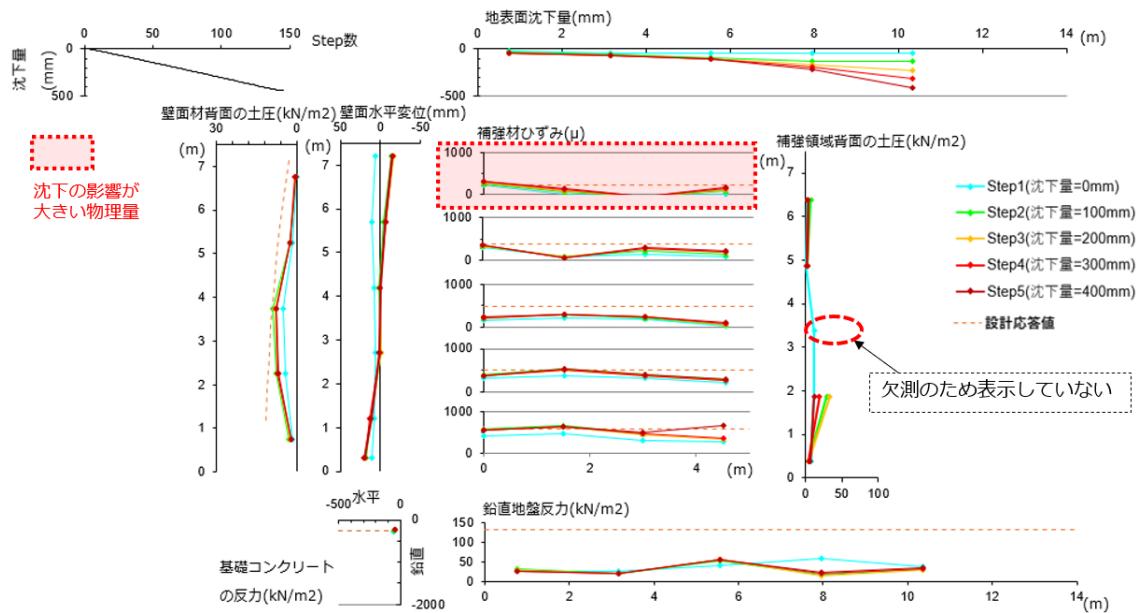


図- 2.3.8.8 (e) 壁面の水平変位、土圧、天端沈下量、補強材張力、底面の地盤反力の推移
(Case5)

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>	補強領域の中ほどから後方で増加	補強領域背面より後方で増加	補強領域背面より後方で増加
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。

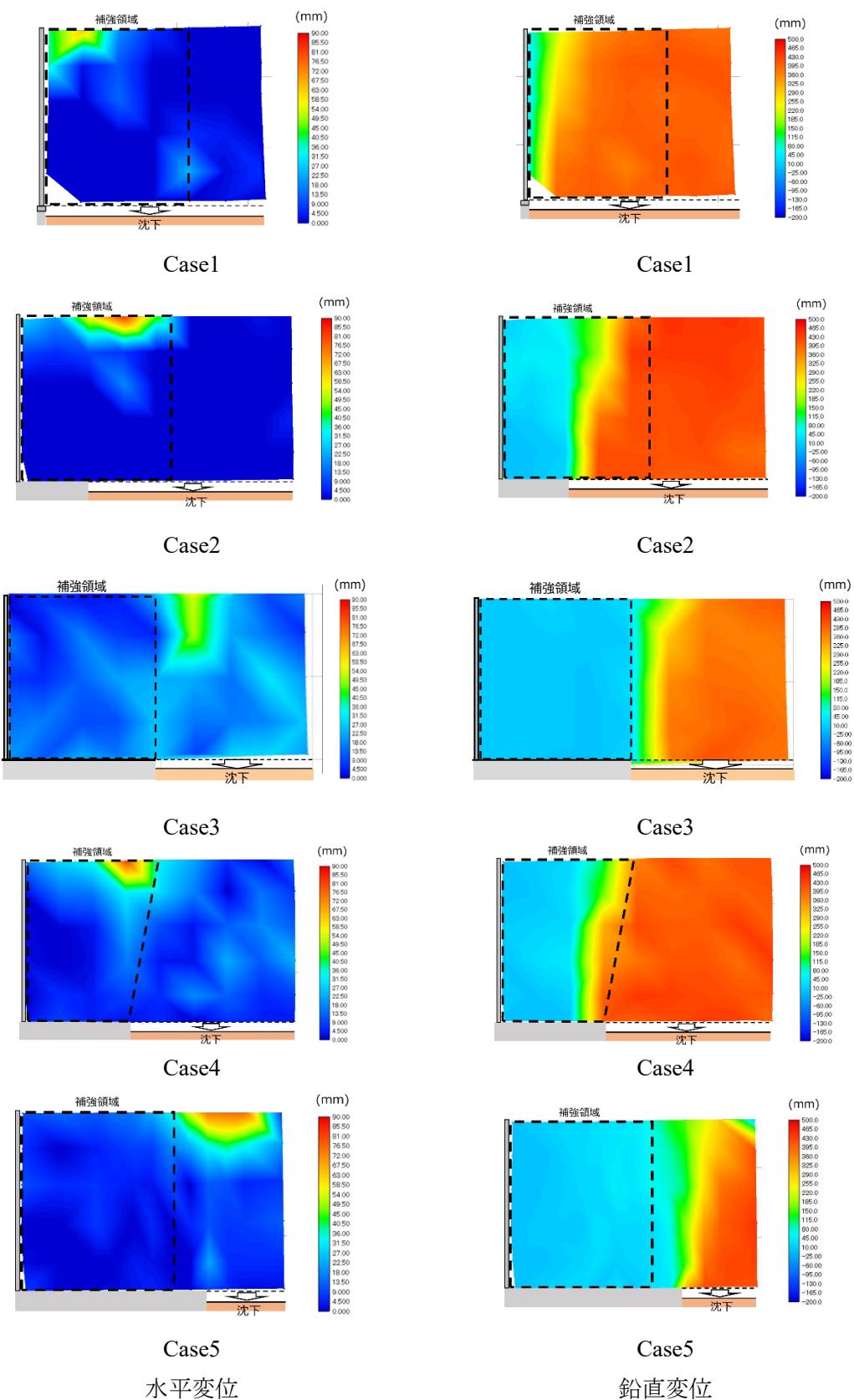


図- 2.3.8.9 400mm 沈下時の盛土材の変位センター図 (画像解析 PTV)

3) 基礎地盤の沈下によって張力が増加するメカニズム

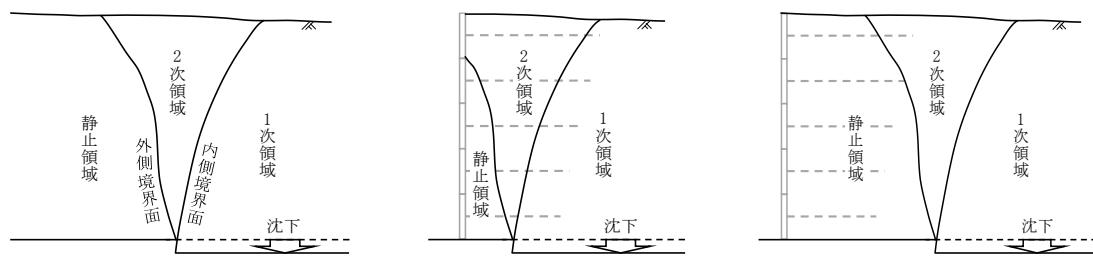
実験で認められた盛土材の変位と補強材の張力の変化の傾向を踏まえると、基礎地盤の沈下に起因する補強材の張力増加のメカニズムは次のようなものであると考えられる。

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ると、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帶鋼補強土壁である。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。

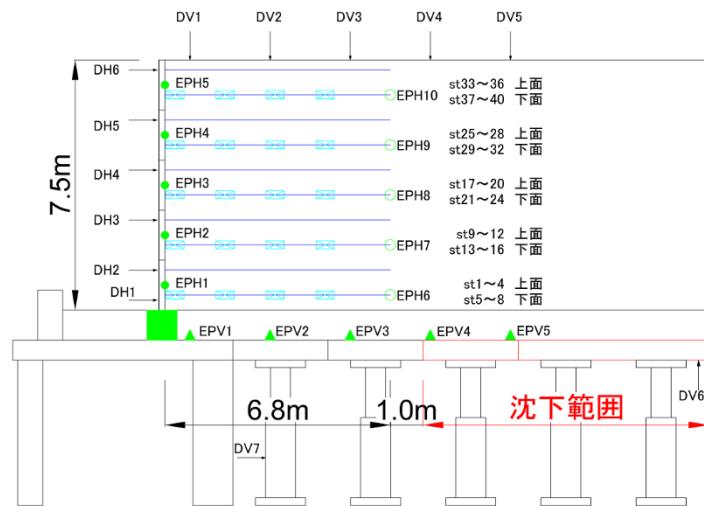


図-2.3.8.11 遠心模型断面図 (Case5)

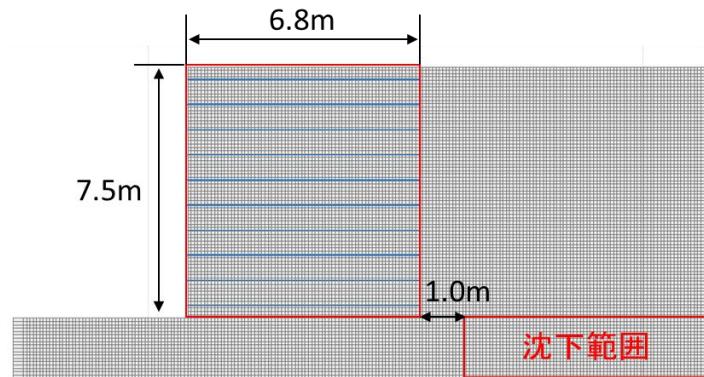


図- 2.3.8.12 解析モデル断面図

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、有限差分法解析によって、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。

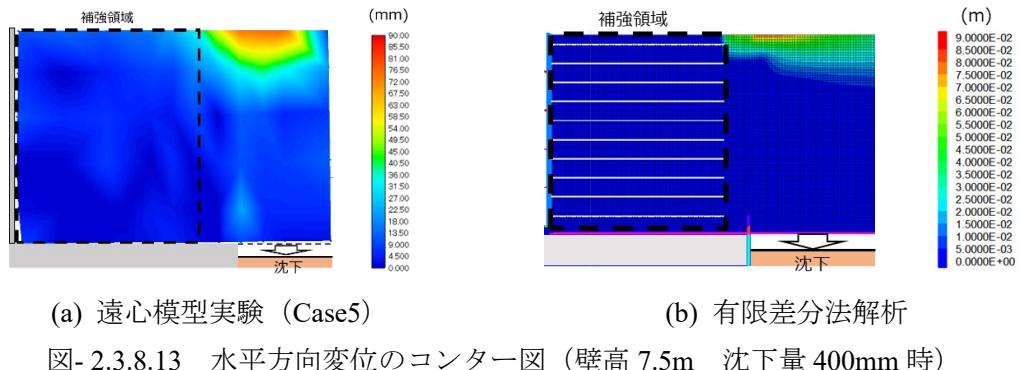


図-2.3.8.13 水平方向変位のコンター図 (壁高 7.5m 沈下量 400mm 時)

図-2.3.8.14 は、遠心模型実験の Case5 のプロポーショ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。

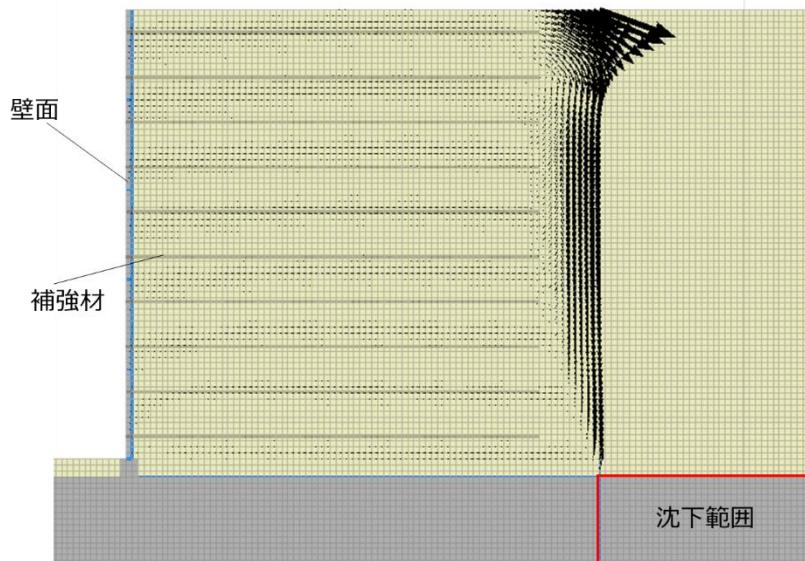


図-2.3.8.14 変位ベクトル (20 倍スケール)

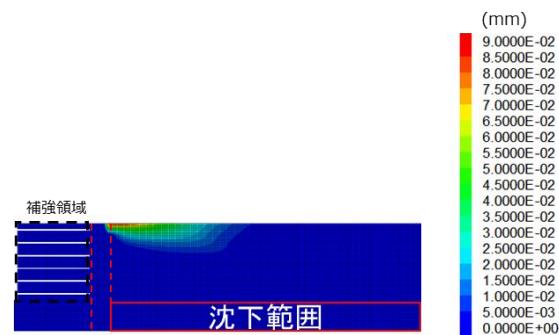
2次領域の形状に対する壁高の影響に関して、その傾向を定性的に調べるために系統的に壁高を変化させた条件に対して表-2.3.8.5 のケースで有限差分法解析を実施した。壁高は、4.5m、7.5m、9.0m 及び 15.0m とした。補強材長については、結果の解釈が容易となるよう条件を単純化して一律に壁高の 0.9 倍とした。

表- 2.3.8.5 有限差分法解析のケース一覧

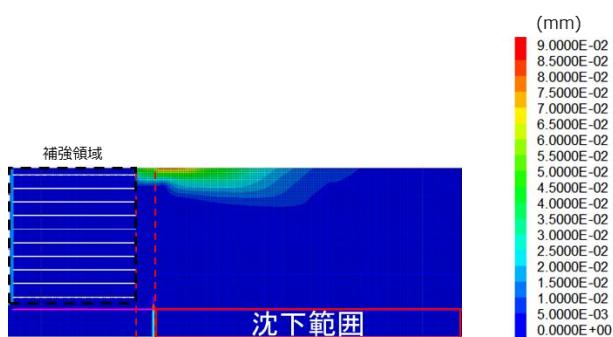
	壁高 (m)	補強材長 (m)
Case1	4.5	4.1
Case2	7.5	6.8
Case3	9.0	8.1
Case4	15.0	13.5

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。

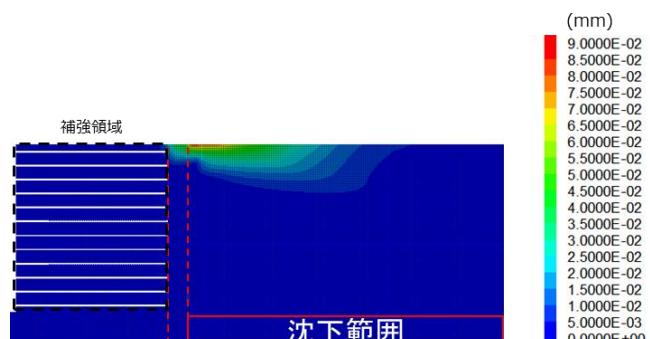
したがって壁高が高い場合には、壁高や盛土材の土質・状態等を考慮して、地盤改良する範囲を慎重に設定することが重要であると考えられる。



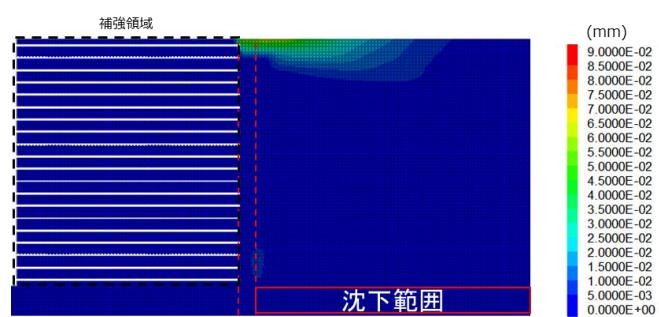
Case1 (H=4.5m)



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 ($z \cdot \tan\theta_{\text{上}}$) 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。

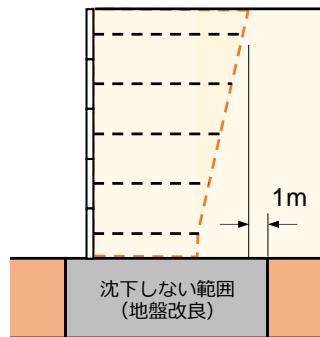


図- 2.3.8.16 沈下の影響が及ばないとみなせると考えられる地盤改良範囲（壁高は本項の実験および解析条件の範囲）

(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、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

2.3.9. 橋台背面アプローチ部と補強土壁の接続部に関する検証（橋台と補強土壁の接続部の開き）

(1) はじめに

橋台と補強土壁の接続部の開きに起因して生じる橋台端部のコンクリートの欠損、盛土材の漏出について、それぞれの原因を整理し対処方法について検討した。このうち、盛土材の漏出については、橋台と補強土壁の接続部において通常想定すべきと考えられる接続部の開きを考察するとともに、盛土材の漏出抑制のために一般的に用いられる不織布の開きに対する挙動を調べるために模型実験を実施し、必要な不織布幅を検討した。また、盛土材が漏出した状態に対する措置の方法について実験的に検証するとともに、実際に措置が行われた事例の追跡調査を行い、その効果を検証した。

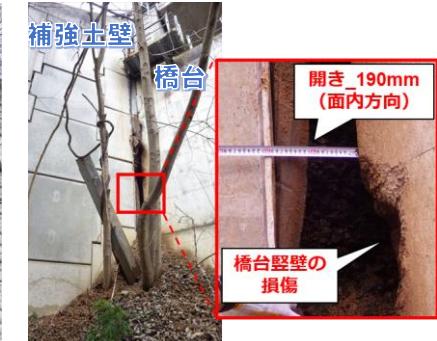
(2) 橋台と補強土壁の接続部の開きに起因した変状

令和6年能登半島地震等の地震では、橋台と補強土壁の接続部の開きに起因して、図-2.3.9.1(a)及び(b)のように、橋台堅壁端部のコンクリートの欠損及び盛土材の漏出が発生する事例が確認された。橋台堅壁端部のコンクリートの欠損は、直ちに橋台堅壁の挙動に問題となる変状ではないと考えられるものの、コンクリート内部の鋼材の耐久性に影響を与えるおそれがある。盛土材の漏出については、補強土壁の補強材と盛土材の間の力の伝達等、補強土壁のメカニズムを損なうおそれがある。

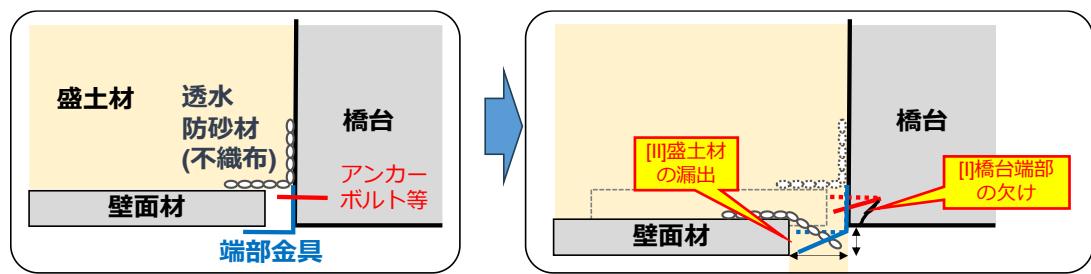
図-2.3.9.1(c)は、これらの現象のイメージを示したものである。地震の際ににおける橋台と補強土壁の挙動の違いによって補強土壁の壁面材が移動し、橋台との間で相対的な変位（開き）が生じる。接続部において橋台堅壁にアンカーボルト等で固定されていた端部調整金具に移動した壁面材が接触しアンカーボルト等の部分で橋台堅壁端部のコンクリートの欠損が生じ、また、盛土材の漏出抑制のために設置されている不織布の機能の限界を上回る開きが生じ、盛土材が漏出したものと考えられる。橋台堅壁端部のコンクリートの欠損及び盛土材の漏出への対処方針を(4)及び(5)において検討する。



(a) 橋台端部端部の Co の欠損



(b) 盛土材の漏出



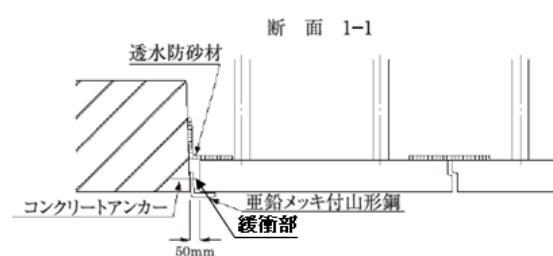
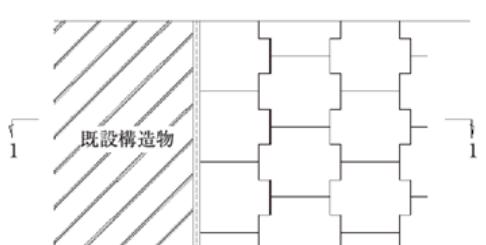
(c) 現象イメージ (平面図)

図- 2.3.9.1 橋台と補強土壁の接続部の開きに起因した変状

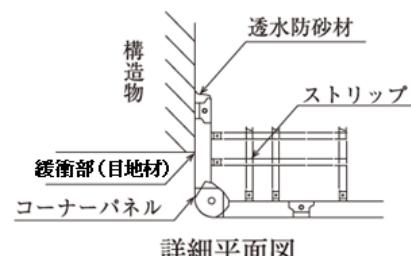
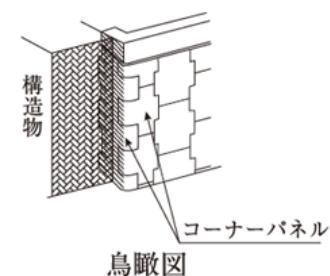
(3) 連続する構造物（橋台）と補強土壁の接続部の一般的な構造

連続する構造物（橋台）と補強土壁の接続部の一般的な構造について整理する。図-2.3.9.2は、連続する構造物と補強土壁の接続部の構造の例を示したものである。

擁壁工指針 2.3.9-1)では、壁面材と連続する構造物との接続部（橋台等）には、開きによる①盛土材料のこぼれ出しや、②壁面材や連続する構造物の破損を防止するための措置を行うこととされている。さらに補強土壁工法のマニュアル 2.3.9-2)～2.3.9-4)では、③透水防砂材（不織布）の劣化防止および遊間の目隠しをすることとされている。通常は、図-2.3.9.2に示したように①～③を複数の部材等によって分担することで接続部の機能を確保することが行われている（表-2.3.9.1）。

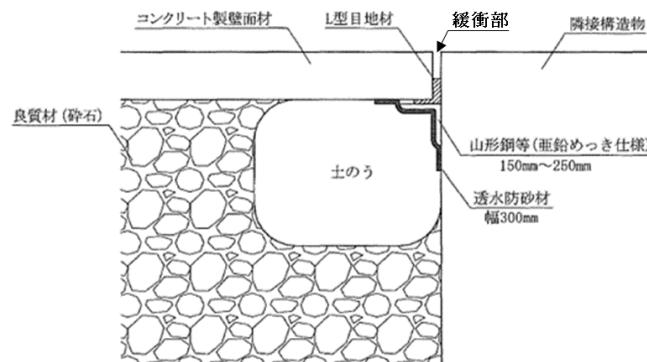


a-1) 端部取付金具を使用した例

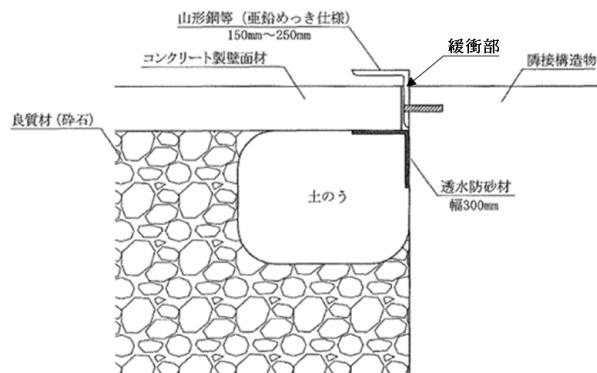


a-2) コーナースキンを使用した例

(a) 帯鋼補強土壁の例 2.3.9-2)

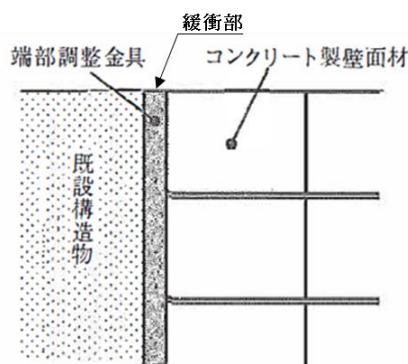


b-1) 山形鋼等を背面側に配置する場合

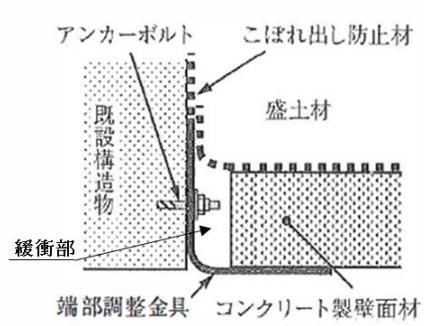


b-2) 山形鋼等を表側に配置する場合

(b) アンカー補強土壁の例 2.3.9-3)



c-1) 正面図



c-2) 平面図

(c) ジオテキスタイル補強土壁の例 2.3.9-4)

図- 2.3.9.2 連続する構造物と補強土壁の接続部の構造の例

表- 2.3.9.1 壁面材と連続する構造物との接続部の機能

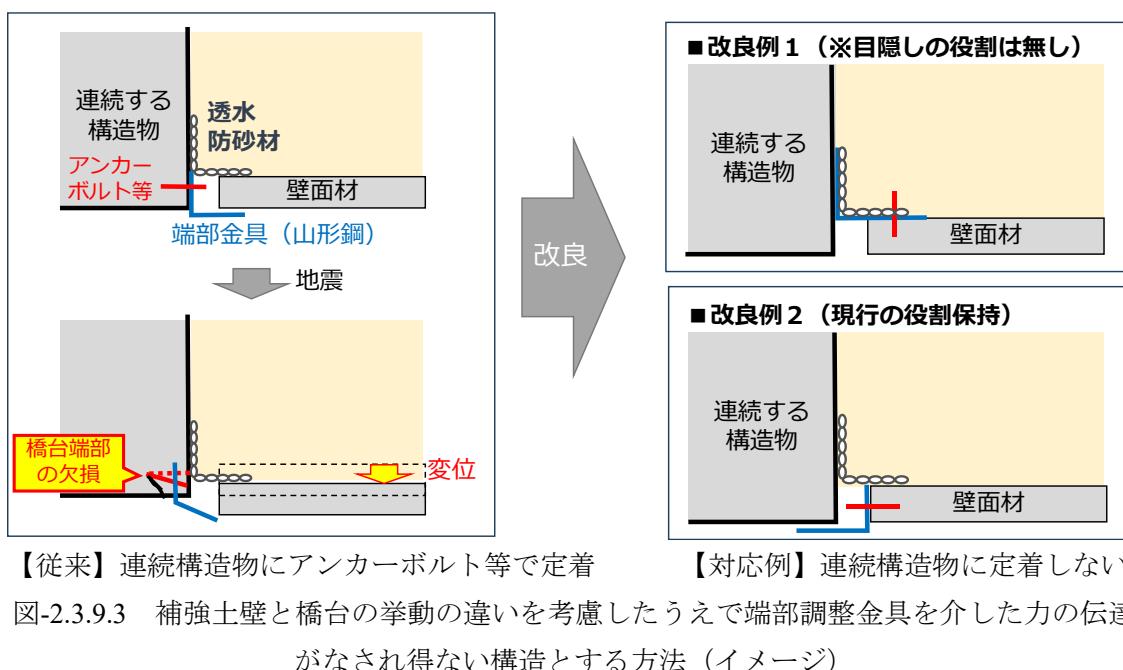
機能	部材等	
	不織布による場合 (例: 図- 2.3.9.2(a)a-1)の形式)	壁面材で巻き込む場合 (例: 図- 2.3.9.2(a)a-2)の形式)
①盛土材のこぼれ出しを抑止	透水防砂材	壁面材の折返し
②壁面材や構造物の破損防止	緩衝 (空間) 部	目地材
③透水防砂材 (不織布) の劣化防止, 遊間の目隠し	端部調整金具 (山形鋼)	(壁面材の折返し)

(4) 橋台堅壁端部のコンクリート欠損への対処

ここでは、橋台堅壁端部のコンクリートの欠損の原因を整理したうえで、その対処方法について検討する。

端部調整金具（山形鋼）は、前述のとおり透水防砂材（不織布）の劣化防止、緩衝部の目隠しを目的としたものであり、橋台の堅壁にアンカーボルト等を用いて定着されることが多い。(2)に示した事例の橋台堅壁端部のコンクリートの欠損は、補強土壁と橋台の挙動の違いに起因したものであるものの、この挙動の違いが端部調整金具の取り付け方に十分に考慮されず、端部調整金具を介して壁面材から橋台に力が伝達されたことが原因で発生したと考えられる。

対処の方法としては、①端部調整金具を介して壁面材から伝達される力を考慮した橋台堅壁の構造とする方法と、②補強土壁と橋台の挙動の違いを考慮したうえで端部調整金具を介した力の伝達がなされ得ない構造とする方法が考えられる。なお、橋台の損傷要因を取り除くという観点では、②の方法とするのがよいと考えられる。図-2.3.9.3 には、②の方法による場合の構造のイメージを示した。なお、ここで示す方法はあくまで橋台等の連続構造物に損傷を与えない方法例であり、対策方法はこの限りではないことに留意されたい。



(5) 盛土材の漏出への対処

ここでは、盛土材の漏出について、その原因を整理したうえで、補強土壁と橋台の接続部において通常想定すべきと考えられる接続部の開きについて考察するとともに、開きが生じた場合の不織布の挙動に関する実験検証の結果に基づいて、その対処方法を検討する。

1) 盛土材の漏出の原因

図-2.3.9.1(b)に示した事例を含む盛土材の漏出事例では、多くの場合その対策として不織布が設置されていた。地震後の目視確認の結果によれば、不織布には裂断は認められず不織布が引抜けることで盛土材が漏出していた。つまり、実際に生じた開き量に対して対応できる幅の不織布が設置されていなかったことが原因で発生したと考えられる。

2) 通常想定すべきと考えられる接続部の開き量

盛土材の漏出が、実際に生じた開き量に対して対応できる幅の不織布が設置されていなかったことに原因があったと考えられることを踏まえて、接続部において通常想定すべきと考えられる開きの量を考察する。

現地調査の結果によれば、補強土壁の壁面の移動は、その面外方向（一般的なはらみだし）だけではなく、地震に起因した地盤の移動等に伴って面内方向へも生じていた。前者は、補強土壁の断面の照査において想定している向きに一致するが、後者についてはこれに該当する照査は通常行われていない。このため、橋台堅壁の位置が不動であると仮定しても、その開き量を工学的計算によって精度よく算定することは現在の知見では困難と考えられる。したがって、ここでは接続部において通常想定される開きの量を次の a)及び b)の検討の結果を踏まえて設定した。

- a) 動的遠心模型実験における壁面の水平変位（補強土壁の壁面の面外方向）
- b) 変状事例における開き（主に補強土壁の壁面の面内方向）

以下に、これらの検討の結果について示す。

a) 動的遠心模型実験における壁面の水平変位（補強土壁の壁面の面外方向）

2.3.2 項の動的遠心模型実験の結果を再掲し、レベル2地震動に対して補強土壁の断面の照査において想定している方向（壁面の面外方向）にどの程度の水平変位が生じるかを改めて整理した。図-2.3.9.4は、遠心模型実験におけるフロントブロックの重心位置の水平変位と平均応答加速度の関係である。また図-2.3.9.5には、加速度応答ピーク時の壁面の水平変位の高さ方向の分布の例（SS04）を示した。図-2.3.9.4によれば、レベル2地震動に対して生じるフロントブロック重心位置の水平変位は0.1m程度であった。この変位は、実験で補強領域のすべりが生じ始める状態の変位の1/2倍程度以下に相当する。なお、この実験では良質な盛土材を使用し、現行の設計法に基づいて設計した条件を想定している。したがって、これらの条件が満足されるような条件であることが前提の値であることに留意が必要である。

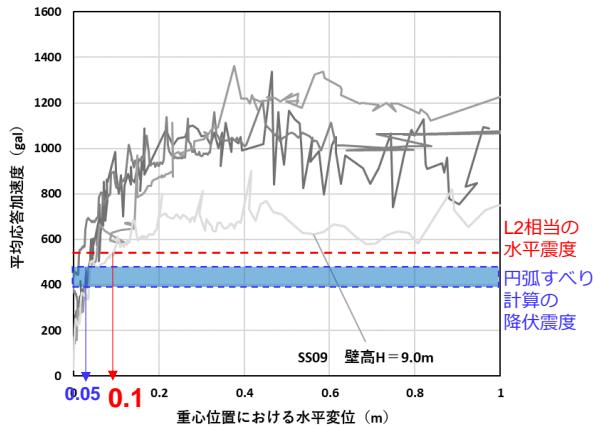


図- 2.3.9.4 遠心模型実験におけるフロントブロックの重心位置の水平変位と平均応答加速度の関係（帶鋼補強土壁の4ケース）

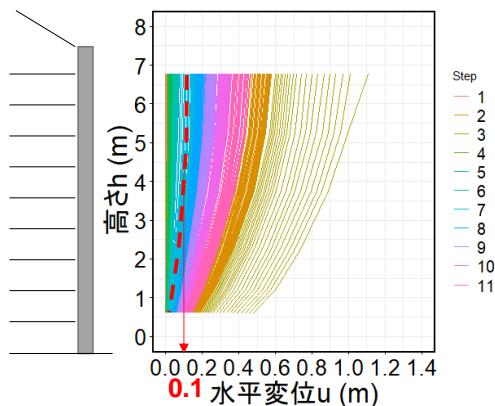


図- 2.3.9.5 加速度応答ピーク時の壁面の水平変位の高さ方向の分布（SS04 の例、赤点線が L2 地震時の最大応答を示している）

b) 変状事例における開き（主に補強土壁の壁面の面内方向）

2.3.2 項では、過去の地震において主に震度5強以上の揺れを観測した地域における790件の橋台背面アプローチ部の補強土壁及びカルバートに接続する補強土壁を対象に、現地調査の結果からその変状の特徴等を分析した。ここでは、地震後に生じた開き量を測定し統計的に整理した。図- 2.3.9.6 は、橋台と補強土壁の接続部等における開きと壁高の関係である。壁高が高いほど開きが大きいようではあるがその傾向は明瞭ではない。また、本分析で対象とした事例においては約300 mmの開きが最大であった。データの特性を統計的に代表させるにあたっては様々な考え方があるものの、仮に既往最大の開きをもって想定すべき開きとするならば、壁高によらず300 mmを想定すべき開きとするのが良いと考えられる。

以上より、a)動的遠心模型実験における壁面の水平変位（補強土壁の壁面の面外方向）としては 100mm 程度を、b)変状事例における開き（主に補強土壁の壁面の面内方向）としては 300mm を想定しておくのがよいと考えられる。b)において現地調査で計測された開きは、壁面材の端部と橋台の端部の直線距離を測定した結果である。そのため、主に補強土壁の壁面の面内方向の開きを反映したものであるものの、厳密にはその測定の方法から、いくぶんの壁面の面外方向の水平変位も含まれている。したがって、通常想定すべきと考えられる接続部の開き量としては、300mm の開きを想定しておけばよいと考えられる。

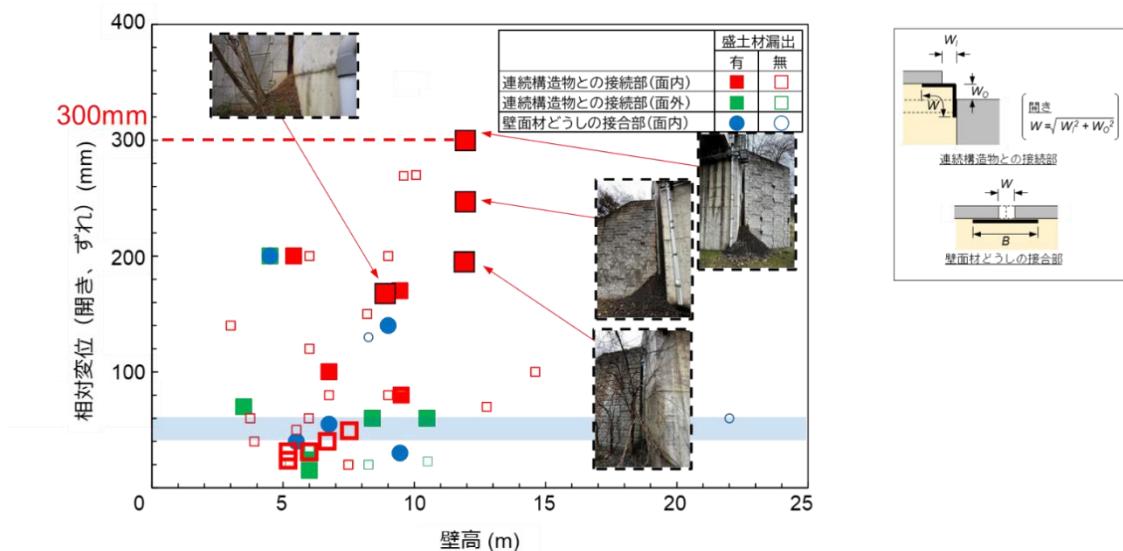


図- 2.3.9.6 橋台と補強土壁の接続部等における開きと壁高の関係（震度 5 強以上を観測した範囲における現地調査結果）

3) 開きに対する不織布の挙動の実験検証

開きが生じた場合の不織布の基本的な挙動について、実際に使用される不織布、壁面材等の材料を使用して実験的に検証した。ここでは、基本的な挙動を把握するために、極力単純化した条件として 2 枚のコンクリート平板を突き合わせた状態で開きを与えた実験について、実験の方法、実験の結果及び不織布の機能上の限界となる開き（盛土材の漏出限界となる開き）と不織布幅の関係を示す。

a) 実験の方法

任意の量の面内方向の開きを強制的に与えることのできる実験装置を作製した。図- 2.3.9.7 に実験装置の概要図を示す。実験装置は、底面に部分的な開口を設けた幅 2.30 m × 奥行 0.75 m × 高さ 1.60 m の土槽、その底面部に設置された突き合わされた 2 枚のコンクリート平板及びジャッキからなる。ジャッキにより突き合わされた 2 枚のコンクリート平板を水平に移動させることで、任意の量の開きを導入することができる。

通常、壁面は鉛直または鉛直に近い勾配であるが、図-2.3.9.8に示すとおりこの実験では水平、すなわち壁面材（実際には壁面材に見立てたコンクリート平板）の前面を鉛直下向きになる状態とした。これは、実験において極力大きな土被り圧を作用させることを目的に、壁面材の背面に作用する土圧に、通常の水平方向または水平に近い方向に代わって鉛直方向の土圧を用いるためである。すなわち、この実験装置においてコンクリート平板の背面に作用する土圧は、実験装置で土被り 1.5m とした場合、壁面が鉛直な場合の深さ 5.6m の位置の壁面材背面に作用するランキンの主働土圧に相当する（盛土材のせん断抵抗角を表-2.3.9.2に示した値とした場合）。なお、本実験ではコンクリート平板の移動に起因した不織布の挙動に着目していることから、補強土壁の補強材は設置していない。

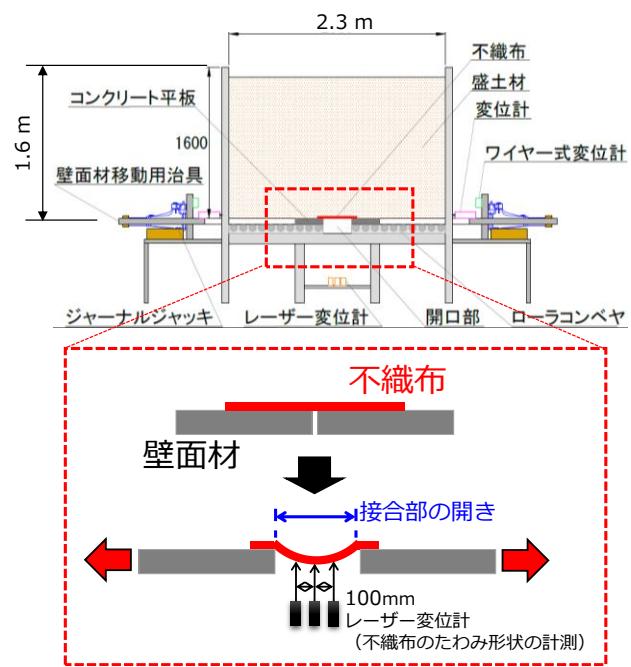


図-2.3.9.7 実験装置及び不織布のたわみ形状の計測方法の概要図

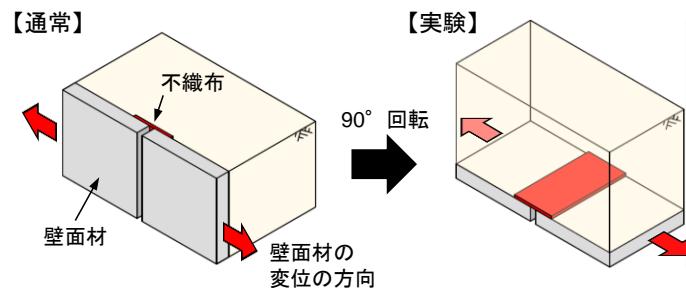


図-2.3.9.8 実験における重力方向

盛土材には川砂を使用した。川砂の特性を表-2.3.9.2に示す。盛土材の漏出が発生しやすいようにその含水の程度を気乾状態とともに、ホッパーを用いて空中落下法により盛土を構築する際に、極力大きな間隙比が得られるよう落下高さを設定した。その結果、盛土の相対密度 D_r は 65%程度を得た。

表- 2.3.9.2 盛土材の特性

土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.687
平均粒径 D_{50} (mm)	0.35
細粒分含有率 F_c (%)	5.5
最大間隙比 e_{max} (-)	0.930
最大間隙比 e_{min} (-)	0.560
せん断抵抗角 ϕ_d (°)	39.9
粘着力 c_d (kN/m ²)	4.5

実験に用いた不織布の特性を表-2.3.9.3に示す。実験に使用した不織布については、実際に補強土壁の盛土材漏出抑制に使用されている複数の不織布の実態を調査し、その寸法及び強度が中間的なものを選定した。

表- 2.3.9.3 不織布の特性

材料	ポリエステル連続長繊維不織布
重さ (g/m ²)	400
厚さ (mm)	4
引張強度 (N/5cm)	タテ 60、ヨコ 60
引張伸度 (%)	タテ 245、ヨコ 245

計測方法は、壁面材どうしの接合部の開きに対する不織布の挙動を調べるために、盛土材の漏出が確認されるまで壁面材を片側 10 mm/min の載荷速さで両側同時に移動させ、図-2.3.9.7に示すように、①接合部の開き W 、②不織布中央のたわみ d_{ctr} 、③不織布の引抜け量 d_{po} を計測した。

b) 実験ケース

不織布の幅、土被り圧、不織布の粗度及び不織布の剛性をパラメーターとして、7ケースの実験を行った。

表- 2.3.9.4 に実験ケースの概要を図- 2.3.9.9 に不織布の配置の概要図を示す。なお、実験装置の構造上の制約から、壁面材を所定の方向に移動させるためにガイドを設けた一方で、このガイドによって不織布の盛土材の漏出抑制機能に影響を与えることはこの実験では意図していない。そのため、挙動を評価する範囲の不織布に対するガイドの影響を回避するために、影響の緩和区間として補助不織布を設置した。この補助不織布に対して、評価のために用いる不織布を主不織布と呼ぶこととする。

主不織布と補助不織布がラップする幅はすべてのケースで 75 mm に固定した。実験模型の構造上の制約からやむを得ず設置している補助不織布が、盛土材漏出抑制に影響を与えていないとみなせる幅を把握するために、Case1 では補助不織布幅 200 mm、検証区間 200 mm、Case2 では補助不織布幅:100 mm、検証区間 400 mm として比較した。比較の結果、Case1 の補助不織布幅、検証区間を基本ケースとして設定した。

Case3 では、不織布幅が盛土材漏出抑制に与える影響を確認するために、主不織布幅を 500 mm とした。

Case4 では、土被り圧を変えた場合の不織布の盛土材漏出抑制機能への影響を確認した。具体的には、他のケースの土被り圧が 22.1 kN/m² のところ、約 4 割の 9.6 kN/m² とした。

Case5 では壁面材背面が仕上げ方法や経年等によりその粗度が変わるおそれ踏まえて、壁面材の粗度を意図的に下げる条件とした。具体的には、壁面材の摩擦抵抗力を極力下げるために、壁面材の表面に主不織布とは別の不織布を接着材で貼り付けることで摩擦抵抗の軽減を図った。なお、本ケースの実施に先立ち、「不織布－コンクリート（コテ仕上げ）」と「不織布－不織布」の摩擦特性の確認を行った。表- 2.3.9.4 に摩擦係数を示す。Case5 における主不織布に働く摩擦抵抗力は他のケースの半分程度である。

Case6 では、不織布の粗度を軽減した影響を確認するため、主不織布の両面に不織布を設置した。さらに、主不織布が引抜けやすくなるよう、主不織布の上面に設置した不織布を中央で分割した。

Case7 では、不織布の剛性の違いによる影響を確認するために、主不織布を 2 枚重ねとした。

表- 2.3.9.4 実験ケース一覧

	主不織布幅(mm)	土被り圧(kN/m ²)	不織布表面の状態 [摩擦係数]	不織布の枚数	概要
Case1	300	22.1	上面:盛土材 下面:コテ仕上げ[0.55]	1	基本ケース
Case2	300	22.1	上面:盛土材 下面:コテ仕上げ[0.55]	1	実験装置の検証のため、補助不織布を100mm、検証区間を400mm
Case3	<u>500</u>	22.1	上面:盛土材 下面:不織布[0.23]	1	主不織布と壁面材の間の摩擦抵抗を小さくした。
Case4	300	<u>9.6</u>	上面:盛土材 下面:コテ仕上げ[0.55]	1	主不織布幅を大きくした。
Case5	300	22.1	上面:盛土材 下面:コテ仕上げ[0.55]	1	土被り圧を小さくした。
Case6	300	22.1	<u>上面:不織布[0.23]</u> <u>下面:不織布[0.23]</u>	1	主不織布の両面に不織布を設置するとともに、主不織布が引き抜けやすくなるよう主不織布上面の不織布を中央で分割した。
Case7	300	22.1	上面:盛土材 下面:コテ仕上げ[0.55]	2	不織布を2枚重ねし、剛性を高くした。

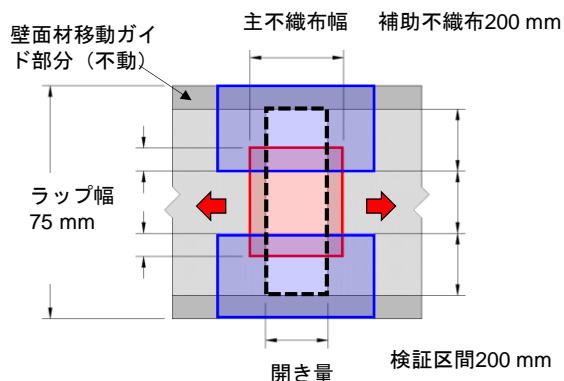


図- 2.3.9.9 不織布の配置の概要図

c) 実験の結果

図- 2.3.9.10 に、計測された接合部の開き W と不織布中央のたわみ d_{ctr} の関係を示す。図には、不織布の機能の限界となる開きに達することで盛土材が漏出した状態（以後「盛土材漏出限界」という。）を×で表記している。

接合部の開き W が盛土材漏出限界点に近付くにつれて不織布中央のたわみ量が急増していることが確認された。不織布の両端は、どちらかに偏ることなくほぼ均等に引き抜けた。たわみが増加しいったん盛土材が漏出すると、一気に不織布が抜け落ちることが確認された。なお、実験では不織布の裂断は発生していない。実験では、土被り圧、剛性、粗度の影響を確認するために条件を設定したものの、これらの条件は不織布の盛土材漏出抑制の機能に対しては有意な影響を与えたなかった。本実験の条件の範囲では、これらの影響は無視して扱うことができると考えられる。これに対して、不織布の幅の影響は大きく、不織布の幅を広くするとより大きな開きまで盛土材の漏出を抑制可能であった。

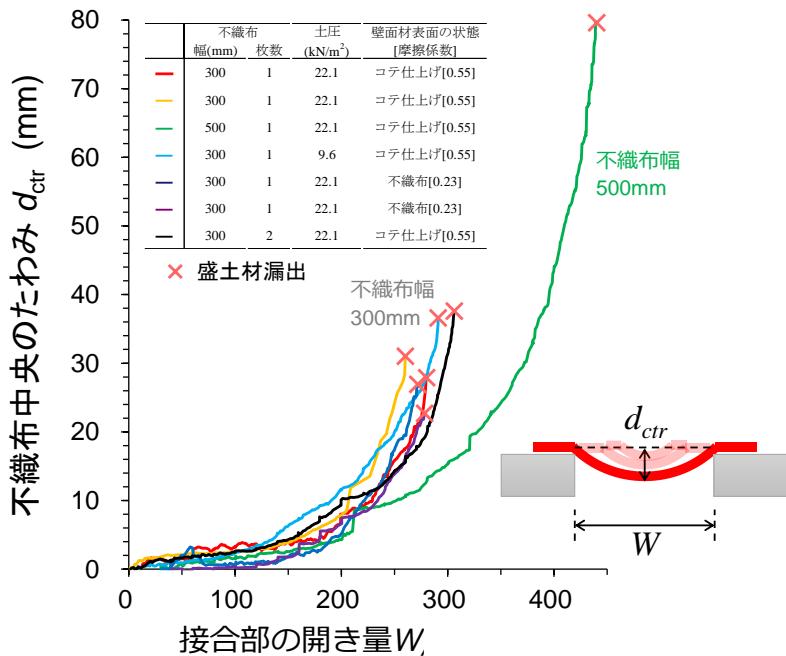


図- 2.3.9.10 開きと不織布たわみの関係

d) 漏出限界となる開きと不織布幅の関係

図- 2.3.9.11 に有効不織布幅と盛土材漏出限界点に対応する開きの関係を示す。さらに、変状事例との比較のため、壁面材どうしの接合部の開きにより盛土材が漏出した事例の計測結果もプロットした。この事例では、部分的に不織布の端部が露出した状態であり、発生した開きに対してわずかに盛土材漏出限界を超えた状態であったと考えられる。なお、変状事例の補強土壁では壁面材どうしの接合部と不織布端部の位置関係が一様でないため、この影響を考慮するために不織布の端部と接合部までの距離の最小値の両側の和を有効不織布幅 B_e と定義した。

実験における盛土材漏出限界点の開き W_u と有効不織布幅 B_e の関係について、1次関数で表すと、 $W_u = 0.86 B_e$ の関係が得られる。つまり、設定された開きを 0.86 で除した値が盛土材を漏出させたいために必要な不織布幅ということとなる。

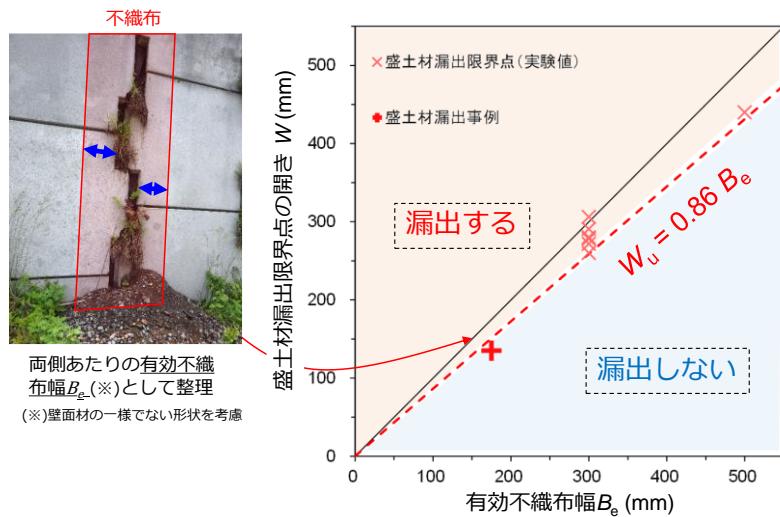


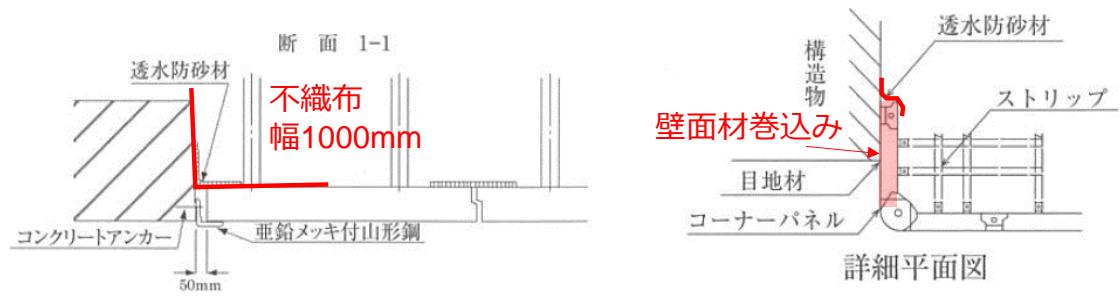
図- 2.3.9.11 不織布の幅一盛土材が漏出したときの開き

4) 盛土材漏出対策 (案)

補強土壁と橋台の接続部の開きに起因した盛土材の漏出への対処方法を検討する。

通常想定すべきと考えられる開きについては、本項 2)で示した方法による検討結果によれば 300mm を考慮することになる。

この開きに対して、盛土材の漏出抑制のために一般的に用いられている不織布により対処する場合には、本項 3)の実験結果に基づくと不織布の幅として 349 mm (=300mm/0.86) が必要となる。これに、不織布の片側だけが抜けるなどの挙動の不確実さに対する余裕を持たせることを考えると、幅 1000mm 以上とするのがよいと考えられる。また、ここで示した不織布以外の対処方法による場合には、不織布による場合と同等の性能となるように検証するのがよいと考えられる。さらに、壁高が高いなど補強土壁の挙動に、より高い信頼性を確保することが求められる場合には、壁面材で巻き込む構造等も個別に検討するのも一案と考えられる (図- 2.3.9.12)。



(a)不織布による対策

(b)壁面材巻込みによる対策

図- 2.3.9.12 橋台と補強土壁の接続部の構造の例

(6) 盛土材が漏出した場合の措置

補強土壁と橋台の接続部における開きに起因して盛土材が漏出した状態に対する措置の方法について検討した。ここでは、地震の直後等において比較的早期に措置を講じることが可能となるよう、使用する材料の入手の容易さを考慮して、当て板による開口部の閉塞と天端からの盛土材を再充填する方法について、その効果を実験的に検証した事例を示す。さらに、地震により開きが生じ、この方法により実際に措置が行われた補強土壁について、その後に発生した震度6弱の地震の際に追跡調査を行い、その効果を検証した。以下に、これらの結果を示す。

1) 実験検証事例

当て板による開口部の閉塞と天端からの盛土材を再充填する方法の方法について、その効果を実験的に検証した事例^{2.3.9-5), 2.3.9-6)}を示す。この実験では、盛土材が漏出した状態を模擬した実大模型に対して強制的に開口を設けて盛土材を漏出させた状態で、開口部の閉塞（当て板）及び天端からの盛土材の再充填を実施した。措置の前後等において、人工的に降雨を与える、壁面変位、補強材張力等を測定し効果を検証した。

a) 実験方法

実験は、国立研究開発法人土木研究所の屋内ピットに構築した壁高 $H = 6.0\text{m}$ の帶鋼補強土壁の実大模型（図-2.3.9.13）に対して実施した。なお、当実大模型の断面は、盛土材の単位体積重量 $\gamma = 19.0\text{kN/m}^3$ 、せん断抵抗角 $\phi = 30^\circ$ 、粘着力 $c=0\text{kN/m}^2$ 、載荷重及び水位等無しの設計条件にて帶鋼補強土壁のマニュアル^{2.3.9-2)}で示している設計手法に従って決定した。連続構造物との接続部を想定した土槽端部に位置する壁面材に、任意のタイミングで幅 $0.3\text{m} \times \text{高さ } 6\text{m}$ の範囲の開口を設けられる細工をあらかじめ施した。

補強土壁の天端から 3m の高さに降雨装置を設置し、補強土壁の天端に人工的に降雨を与えた。①初期状態、②接続部の開きが生じた状態（接続部に開口部を設けた後）及び③措置を講じた状態（当て板により閉塞し碎石を充填した後）に対して降雨を与えて、それぞれの状態における補強土壁の挙動を調べた。時間雨量は約 30 mm/hr とし、各状態の総雨量が 1600 mm 程度となるまで継続させ、補強材ひずみおよび壁面の変位等を計測した。

②接続部の開きが生じた状態では、降雨の進行に伴って開口部から盛土材が漏出した。降雨の継続とともに盛土材の漏出が進行し、最終的には約 2.6 m^3 （補強領域の体積比 1.8% ）の盛土材が漏出し、補強土壁の盛土天端部には陥没が発生した。図-2.3.9.14 に盛土材が漏出したことで空洞となった範囲を示す。その後、盛土材が漏出した状態に対する措置としてこの空洞に碎石を充填した。具体的には、開口部を当て板により閉塞し、陥没した天端から碎石（C-40）を空洞が埋まるまで自由落下させ、天端高さにて敷均した。表-2.3.9.5 に本実験に用いた盛土材及び充填に使用した碎石の土質試験結果を、図-2.3.9.15 に碎石の充填状況を示す。



図- 2.3.9.13 実大補強土壁模型 (壁高 $H = 6.0\text{m}$) 2.3.9-6

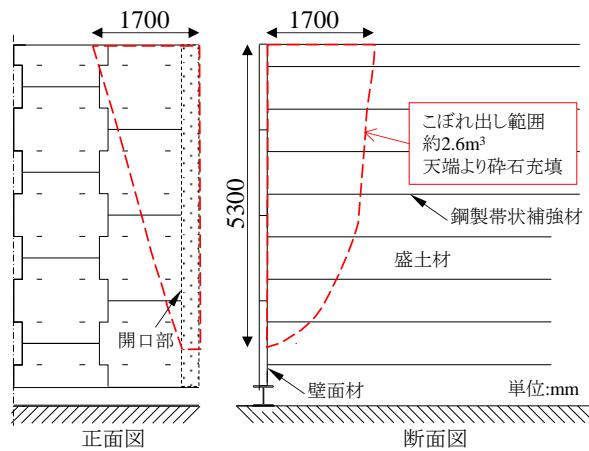
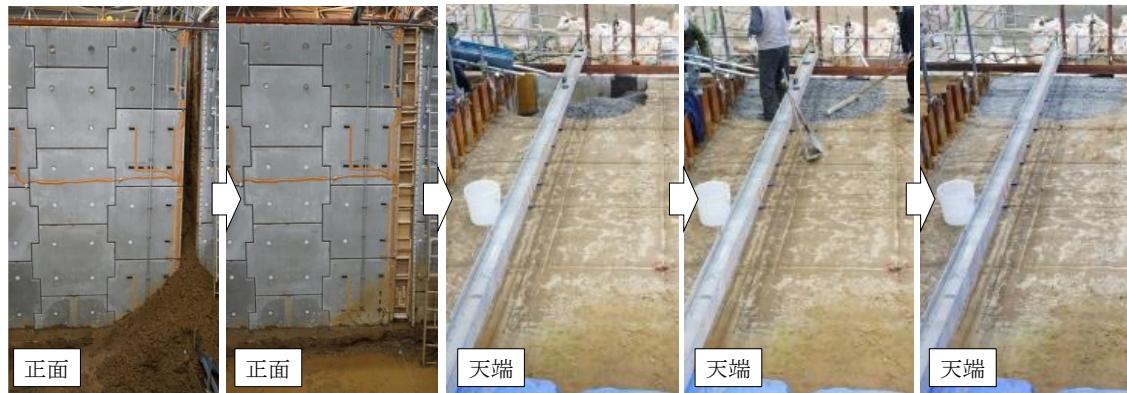


図- 2.3.9.14 盛土材の漏出範囲 2.3.9-6

表- 2.3.9.5 盛土材の土質試験結果

土粒子の密度	g/cm ³	2.659
細粒分含有率	%	5.2
せん断抵抗角	°	19.7
粘着力	kN/m ²	6.3
最適含水比	%	15.0
最大乾燥密度	g/cm ³	1.679
締固め度	%	85



②接続部の開き
が生じた状態 当て板により閉
塞 碎石の充填 上面の整形
③措置を講じ
た状態

図- 2.3.9.15 措置の手順 2.3.9-6)

b) 実験結果

図- 2.3.9.16 に、①初期状態における約 1600mm 降雨時、②接続部の開きが生じた状態における約 1600mm 降雨時、③措置を講じた状態、④③における約 1600mm 降雨時の壁面の水平変位と補強材の張力の分布を示す。各状態へ移行する際に、壁面の水平変位及び補強材の張力が増減した。補強材の張力については、①から②への移行によって顕著に低下した。その後、③及び④では計測していた全段の補強材の張力が増加した。張力の低下は、盛土材の漏出に伴って壁面材の背面に作用する土圧や盛土内の有効応力が低下したことが要因と考えられる。対して張力の増加は、碎石の充填による逆の変化に起因したものであると考えられる。なお、①と③または④を比べると、一部の補強材については③または④の時点での張力は①の時点での張力までには増加していない。これは、盛土の転圧締固めと自由落下による碎石充填において、ポアソン効果に起因した有効応力の変化の程度が異なることなどによる影響と考えられる。一方で、壁面変位については③の状態で計測した最上段の位置で 7mm 前面側に変位したもの、その後の④で降雨を与えて変位の増加は 0.3mm 程度であった。図- 2.3.9.17 に累積雨量と壁面（最上部）の水平変位の関係を示す。接続部に開きを導入し盛土材が漏出した状態と比較すると、開口部閉塞・碎石充填後の状態においては壁面の変位に目立った変化は認められず、その推移は接続部に開きを導入する前の状態と大きく異なるものではないことが確認された。これは既往の研究 2)における漏出の模型実験と同等の傾向が認められた。

以上より、本実験の条件では、 $2.6m^3$ （補強領域の体積比 1.8%）程度の漏出であれば、開口部を閉塞して盛土材を再充填すれば、その後、補強土壁に生じる不具合が急激に進行するようなことはないことが確認された。

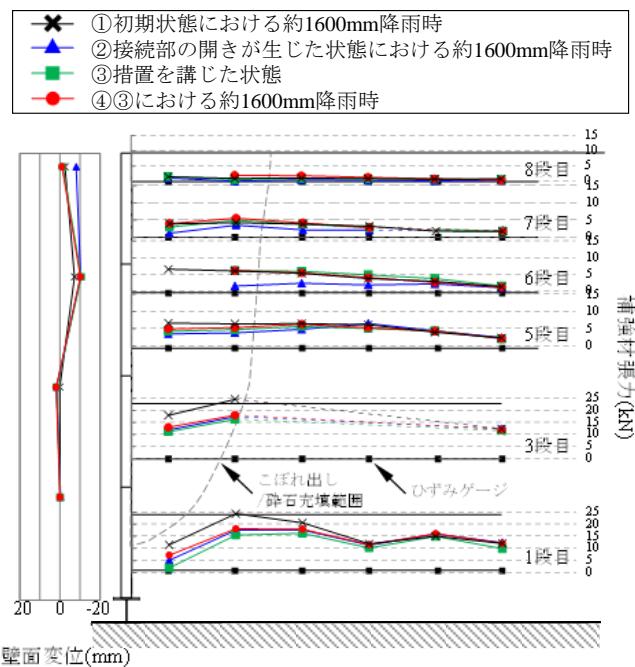


図- 2.3.9.16 壁面変位及び補強材の張力分布 2.3.9-6

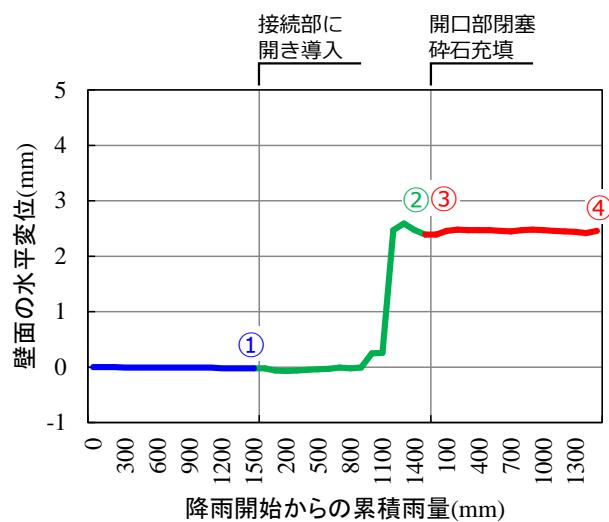


図- 2.3.9.17 累積雨量と壁面（最上部）の水平変位の推移 2.3.9-6

2) 措置事例

地震により開きが生じ、この方法により実際に措置が行われた補強土壁について、その後に発生した震度6弱の地震の際に追跡調査を行い、その効果を検証した。そのうえで、追跡調査の結果認められた課題点を整理した。

当該事例の補強土壁は、橋台背面アプローチ部に設置された壁高約10mの補強土壁である。2011年東北太平洋沖地震の際に、図-2.3.9.18に示すように橋台と補強土壁の接続部において約6cmのずれ及び約6cmの開きが生じ盛土材が漏出した。この接続部の開きに対する措置として、図-2.3.9.19のように鋼板により開口部を閉塞し天端から盛土材の充填が行われた。

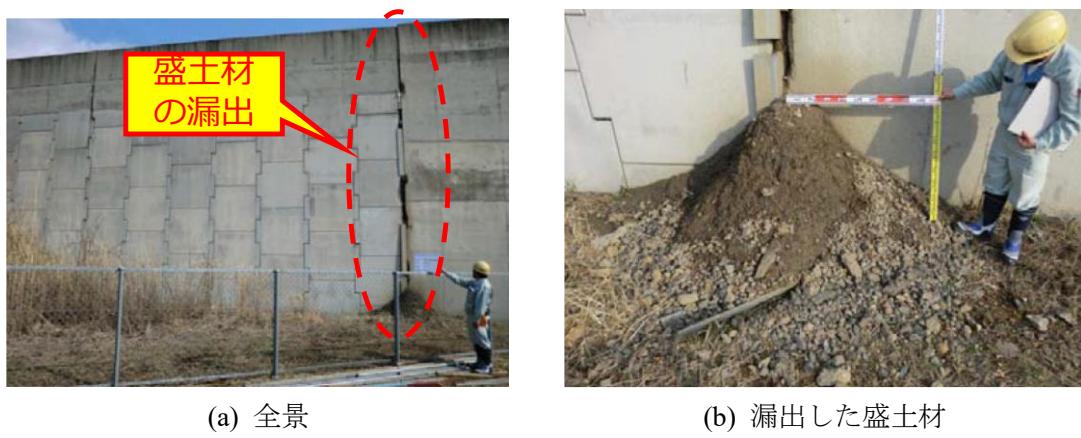


図-2.3.9.18 盛土材漏出（地震後）2011年東北太平洋沖地震（震度6弱）

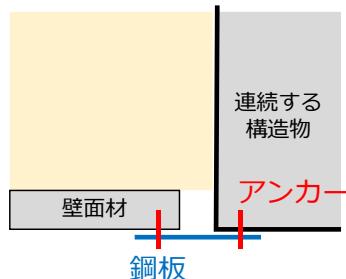


図-2.3.9.19 措置のイメージ図

約 10 年後の 2021 年 2 月 13 日に福島県沖の地震が発生し、当該補強土壁の位置する範囲において震度 6 弱の揺れが発生した。図- 2.3.9.20 は地震後の接続部の外観である。この地震による盛土材の漏出は発生しておらず、措置の機能が維持されていることが確認された。ただし、図- 2.3.9.20 (b) のように鋼板の腐食が認められることから、耐久性を考慮して閉塞に使用する材料の選定等を行う必要があると考えられる。また、接続部の開きが進行することを想定し、図- 2.3.9.21 のような構造も検討した方がよい。今後も継続的に観察し、長期的に措置の効果を検証していくことが課題である。



(a) 全景



(b) 下部のクローズアップ（漏出無し）

図- 2.3.9.20 2021 年 2 月 13 日に発生した福島県沖の地震（震度 6 弱）の後の状態

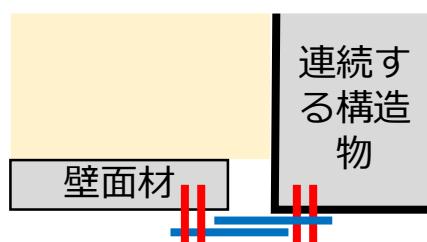


図- 2.3.9.21 開きに対応した構造（検討中）

(7) まとめ

橋台と補強土壁の接続部の開きに起因して生じる橋台端部のコンクリートの欠損、盛土材の漏出について、それぞれの原因を整理し対処方法について検討した。このうち、盛土材の漏出については、補強土壁と橋台の接続部において通常想定すべきと考えられる接続部の開きについて考察するとともに、開きが生じた場合の不織布の挙動を調べるために模型実験を実施した。その結果に基づき、不織布の機能上の限界となる開きと不織布幅の関係を評価し、通常想定すべきと考えられる接続部の開きに対して必要な不織布幅を検討した。また、開きに起因して盛土材が漏出した状態に対する措置の方法について実験的に検証するとともに、実際に措置が行われた事例の追跡調査を行い、その効果を検証した。

本検討の範囲で得られた知見を以下に示す。

- ・令和6年能登半島地震等の地震では、[I]変位した壁面材と端部調整金具（山形鋼）が接触し、橋台端部のコンクリートが欠損、[II]接続部が面内方向に開き、盛土材の漏出が発生した事例が確認された。

<橋台端部のコンクリート欠損への対処について>

- ・[I]に対しては、補強土壁と橋台の挙動の違いを端部調整金具の取り付け方に考慮しきれていなかったことが原因。壁面材が変位した際に定着部に起因した損傷を防止するために、定着の方法を改良する（連続する構造物に定着しない）。

<盛土材の漏出への対処について>

- ・[II]に対しては、不織布の幅が、実際に生じた接続部の開き量に対応できるものでなかつたことが原因であると考えられる。したがって、想定すべき開きの量を設定し、これに対して対策を講じる必要がある。
- ・変状事例及び動的遠心模型実験の結果に基づくと、面内方向300mm、面外方向100mm程度は想定すべきと考えられる。
- ・開きが生じた場合の不織布の挙動を、実際に用いられている不織布、壁面材等の材料を使用して実験的に検証した。その結果、不織布により対策する場合には、想定すべきと考えられる300mmの開きに対しては、349mm($=300\text{mm}/0.86$)の不織布が必要となる。
- ・これに、不織布の片側だけが抜けるなどの挙動の不確実さや施工誤差への対応として余裕を持たせるために幅1000mm以上とするのがよいと考えられる。

<盛土材の漏出に対する措置について>

- ・盛土材の漏出に対する措置として、開口部を閉塞（当て板）し、天端から盛土材を充填する方法の効果について実大模型を用いて実験的に検証した。本実験の条件では、 2.6m^3 （補

強領域の体積比 1.8%) 程度の漏出であれば、開口部を閉塞して盛土材を再充填すれば、その後、補強土壁に生じる不具合が急激に進行するようなことはないことが確認された。・実際に措置が行われた事例において、その後の震度 6 弱の地震においても機能が維持されていることが確認された。ただし、閉塞に使用した鋼板の腐食が認められることから、耐久性を考慮して材料の選定等を行う必要があると考えられる。今後も継続的に観察し、長期的に措置の効果を検証していくことが課題である。

参考文献

- 2.3.9-1) 公益社団法人 日本道路協会：道路土工－擁壁工指針，丸善出版，2012
- 2.3.9-2) 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，2014
- 2.3.9-3) 一般財団法人 土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法 設計・施工マニュアル 第4版，2014
- 2.3.9-4) 一般財団法人 土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版，2013
- 2.3.9-5) 藤田智弘，新田武彦，佐藤登，宮武裕昭：補強土壁の降雨作用およびこぼれだしが性能に与える影響，土木学会第 74 回年次学術講演会，III-161，2019
- 2.3.9-6) 新田武彦，佐藤登，木村隆志，志村直紀：盛土材がこぼれ出した補強土壁の修復手法に関する検討，土木学会第 74 回年次学術講演会，III-168，2019

2.3.10. 土中に設置した鋼製補強材の供用期間中にわたる経年的な変化への対処方法

(1) はじめに

本項では、土中に設置されることから一般に維持管理が困難な部材である補強材について、供用期間中にわたる経年的な変化への対処方法を明らかとすることを目的とする。道路橋示方書・同解説IV下部構造編^{2.3.10-1)}7.9 節(1)2では、橋台背面アプローチ部の構造は、経年的な変化への対処方法が明らかであることが求められている。

ここでは、補強土壁に一般的に用いられる補強材の中でも鋼製補強材（帶鋼および棒鋼）に着目した。まず、鋼材の土中腐食に関する既往研究を整理し、及び現状行われている鋼製補強材の耐久性を確保するための方法を整理した。そのうえで、供用開始後49年目までの鋼製補強材サンプルの腐食減量の実測データを整理し、長期間経過後の腐食減量の見込みを統計的に分析した。また、近年認められた著しい腐食が生じた事例についてその要因を整理し、同様の要因による腐食を生じさせないために前提となる条件を明確にした。

以上の結果に基づき、経年的な変化への対処方法を整理し、鋼製補強材を用いた補強土壁の経年的な変化への対処方法として補強土壁の更新を想定し、計画時に更新時期の目安とできるデータとその前提となる条件を明確にした。

(2) 土中の鋼製材料の腐食に関する防食対策の概要と既往の研究事例

土中の鋼製材料の腐食に関する基本的な特徴を把握するために、鋼杭、鋼矢板および鋼製補強材に関する土中腐食性状の実態を整理した。

1) 鋼杭、鋼矢板の土中腐食性状の研究事例

守屋ら^{2.3.10-2)}は、全国20地点で経過年数26年までの一般的な土壤における埋設環境にある土木用鋼材を対象に、腐食に関する調査結果の整理を実施した（図-2.3.10.1）。その結果、沿岸部の鋼材腐食は顕著な結果となっており、埋設された鋼材の腐食速度は経年的に低下し、鋼材の100年後の片面あたり平均腐食減量は約1mmであるとしている。ここで、守屋らの研究においては、鋼材の腐食減量の指標としてその片面あたりの値が用いられている。片面あたりの値が用いられている理由は、「鋼管杭の場合、杭頭部が基礎等コンクリートで閉鎖環境にあるため、鋼管杭内面はほとんど腐食しない。このため鋼管杭の腐食減量は外面のみの片面腐食と考えられる。」とされている。ここで、その形状の特性に鑑みれば、鋼製補強材のうち、棒鋼については鋼管杭と同様にその周面が土と接する考え方である。対して、鋼製補強材の帶鋼については、その全周が土と接する点に違いがある。

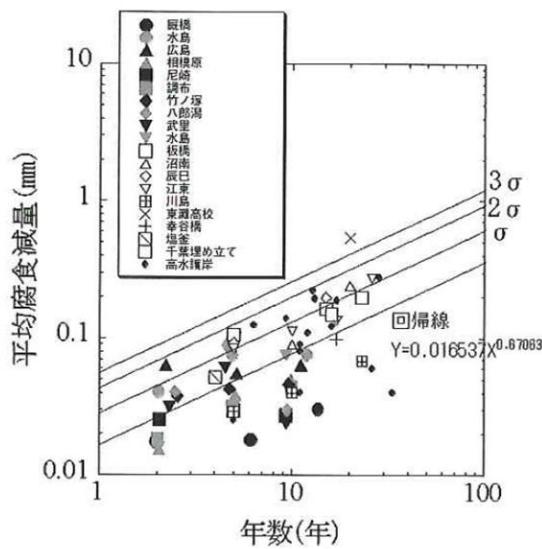


図-3 平均腐食減量の経年変化

(a) 平均腐食減量の経年変化

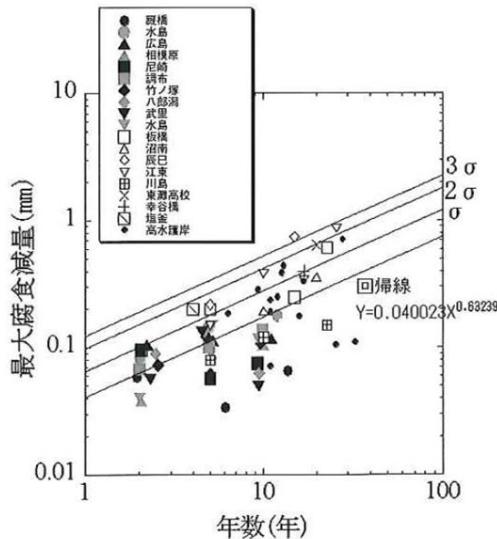


図-6 最大腐食減量の経年変化

(b) 最大腐食減量の経年変化

図-2.3.10.1 土木用鋼材の腐食減量の経年変化 ^{2.3.10-2)}

守屋ら ^{2.3.10-2)}は、腐食速度が経年的に低下することから、 $Y=BX^A$ で整理することが妥当とし、腐食減量データの最小二乗法による回帰式として次式を得ている。

$$\text{平均腐食減量}(Y) \text{の回帰式 } Y=0.0165X^{0.671}(\text{mm}) \quad (1)$$

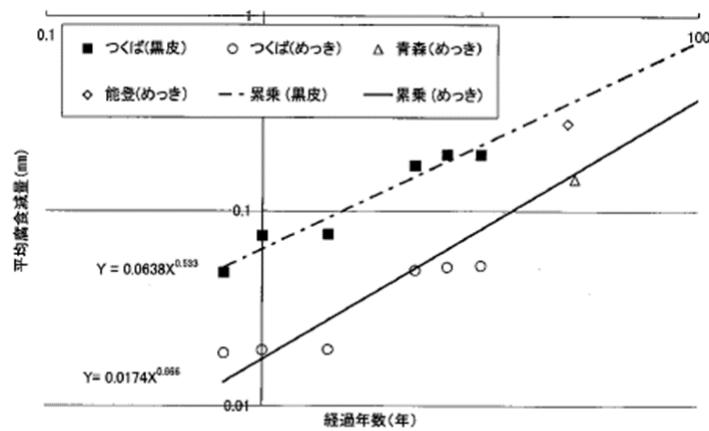
X: 経過年数(年)

$$\text{最大腐食減量}(Y) \text{の回帰式 } Y=0.0400X^{0.632}(\text{mm}) \quad (2)$$

X: 経過年数(年)

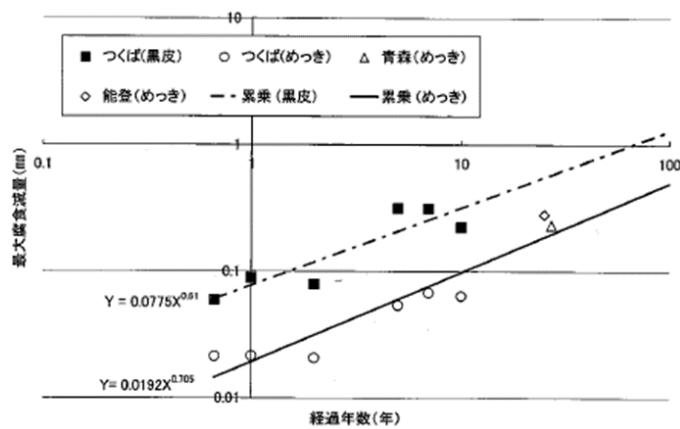
2) 鋼製補強材の腐食性状に関する研究事例

補強土壁マニュアル 2.3.10-3)では、経過年数 27 年までの補強土壁を対象に、鋼製補強材の腐食実態の調査結果が示している(図-2.3.10.2、表-2.3.10.1)。結果としては、めっき(HDZ35)した鋼製補強材の盛土内における 100 年後の腐食減量(平均)の予測値は、両面あたりで 0.37mm(片面あたり 0.19mm)、腐食減量(最大)の予測値は、両面あたりで 0.49mm(片面あたり 0.25mm)と示されている。



技資料 6-8 モニタリング試験結果(平均腐食減量、両面)

(a) 平均腐食減量の経年変化



技資料 6-9 モニタリング試験結果(最大腐食減量、両面)

(b) 最大腐食減量の経年変化

図-2.3.10.2 鋼製補強材の腐食減量の経年変化 2.3.10-3)

表- 2.3.10.1 回帰式より算出した腐食減量（両面）(mm) 2.3.10-3)

種類	回帰式		75年	100年
めっき 無し	平均腐食減量	$Y = 0.0638X^{0.533}$	0.64	0.74
	最大腐食減量	$Y = 0.0775X^{0.61}$	1.08	1.29
めっき 有り	平均腐食減量	$Y = 0.0174X^{0.666}$	0.31	0.37
	最大腐食減量	$Y = 0.0192X^{0.705}$	0.40	0.49

3) 土中の鋼製材料の防食対策の概要

(2)1)および 2)より、鋼管杭等と鋼製補強材の腐食減量を比較すると、鋼製補強材の数値が低いことがわかった。これは、守屋ら^{2.3.10-2)}の研究が沿岸部の地点の地盤でも腐食減量を調査しているのに対し、補強土壁は盛土材料に適用条件を設けているため、腐食減量が小さいと考えられる。

道路橋示方書IV^{2.3.10-1)}及び各補強土壁マニュアル^{2.3.10-3), 2.3.10-4)}に記載されている鋼管杭と鋼製補強材において講じることとされている防食の仕様について表-2.3.10.2 に示す。鋼管杭と鋼製補強材で地盤・盛土材料の仕様と防食処理・腐食しろの方法はそれぞれ異なり、特に、地盤・盛土材料の条件については、鋼管杭は条件を設けておらず、鋼製補強材は条件を設けていることが大きく異なる。防食対策については、海水等の影響のない一般的な地盤条件において、鋼管杭は腐食しろを外面 1mm とすればよいとされているが、鋼製補強材は腐食しろに加えめっき処理を講じることとされている。鋼製補強材を用いる場合の盛土材料の電気化学的性質の基準は、国内導入時にフランスの基準を参考に、pH、電気比抵抗、塩化物含有量及び硫化物含有量に関する規格値が設定された。電気比抵抗について、国内の基準はフランスの基準に比べ非常に厳しい値としている。

表-2.3.10.2 防食仕様の概要（鋼管杭と鋼製補強材との比較）

	環境の条件(腐食要因)	地盤・盛土材料の規定値				防食処理	腐食しろ		
		pH	塩化物含有量	硫化物含有量	電気比抵抗				
補強土壁 (鋼製補強材)	(通常)海水や鋼製補強材の腐食を促進させる酸性土壌等の影響を受けない場合	5~12	0.02%以下 (水辺: 0.01%以下)	0.03%以下 (水辺: 0.01%以下)	5000 $\Omega \cdot \text{cm}$ 以上	亜鉛めっき 帯鋼: 両面700g/m ² 以上(HDZ35) 棒鋼: 周面550g/m ² 以上(HDZ55)	1.0mm (鋼製補強材の両面 または周面)		
	(厳しい)海水や鋼製補強材の腐食を促進させる酸性土壌等の影響を受ける場合				5000 ~1000 $\Omega \cdot \text{cm}$	亜鉛めっき 帯鋼: 両面1000g/m ² 以上(HDZ50) 棒鋼: 周面550g/m ² 以上(HDZ55)			
鋼管杭	(通常)海水や鋼の腐食を促進させる工場排水等の影響を受けない場合	(記載無し)				耐用期待年数と環境条件に応じて、腐食しろの設定や防食対策を個別に検討			
	(厳しい)海水や鋼の腐食を促進させる工場排水等の影響を受ける、常時乾湿を繰り返す場合	(腐食調査を行わない)				施さない	1.0mm (鋼管杭の 外面)		
		(記載無し)				十分な防食処理			

(3) 鋼製補強材の腐食実態に関する調査

(2)で示したように土中の鋼管杭等の腐食性状と鋼製補強材の腐食性状では差異が見られた。また、上述した2つの研究とも供用後、約30年以内の構造物に対する調査結果から将来的な腐食減量を予測している。よって、長期的な腐食減量の予測精度の信頼性を上げるためにには、より長期間経過したサンプルを含めて統計的に整理することが必要であると考えられる。なお、鋼製補強材のうち棒鋼の調査サンプル数が十分でないため、ここでは帯鋼の調査結果のみを示す。

1) 調査対象

表-2.3.10.3は、腐食実態の分析で対象とした鋼製補強材のサンプルの一覧である。2014年時点で実施された全国3地点の14サンプル（表-2.3.10.3青点線枠）の腐食減量の調査に加えて、新たに7地点の9サンプル（表-2.3.10.3赤実線枠）の腐食減量の調査を実施した。調査は、地盤埋設試験または既設補強土壁の部材の試掘により実施した。結果として経過年数49年までの全国10地点の23サンプルの補強材の腐食減量の調査結果を整理し、その調査結果から経過年数と腐食減量の関係を分析した。図-2.3.10.3に、調査した補強土壁の一例を示す。

表- 2.3.10.3 分析した鋼製補強材のサンプルの一覧

	地点	鋼材	亜鉛めっき仕様	土質分類	経過年数	平均腐食減量 (mm)	最大腐食減量 (mm)	調査目的
1-1	青森県今別町	補強材 (帶鋼)	Z45 450g/m2(両面)	—	27	0.145	0.229	—
2-2	岩手県大船渡市	補強材 (帶鋼)	HDZ35 700g/m2(両面)	細粒分混じり砂質礫(GS-F)	20	0.138	0.138	長期間経過
3-3	群馬県長野原町	補強材 (帶鋼)	HDZ35 700g/m2(両面)	細粒分混じり砂質礫(GS-F)	12	0.154	0.198	長期間経過
4-4	茨城県つくば市	補強材 (帶鋼)	黒皮	砂質土	0.667	0.048	0.06	地盤埋設試験
4-5	茨城県つくば市	補強材 (帶鋼)	黒皮	砂質土	1	0.075	0.089	地盤埋設試験
4-6	茨城県つくば市	補強材 (帶鋼)	黒皮	砂質土	2	0.076	0.079	地盤埋設試験
4-7	茨城県つくば市	補強材 (帶鋼)	黒皮	砂質土	5	0.145	0.162	地盤埋設試験
4-8	茨城県つくば市	補強材 (帶鋼)	黒皮	砂質土	7	0.195	0.313	地盤埋設試験
4-9	茨城県つくば市	補強材 (帶鋼)	黒皮	砂質土	10	0.195	0.222	地盤埋設試験
4-10	茨城県つくば市	補強材 (帶鋼)	HDZ35 700g/m2(両面)	砂質土	0.667	0.019	0.021	地盤埋設試験
4-11	茨城県つくば市	補強材 (帶鋼)	HDZ35 700g/m2(両面)	砂質土	1	0.019	0.021	地盤埋設試験
4-12	茨城県つくば市	補強材 (帶鋼)	HDZ35 700g/m2(両面)	砂質土	2	0.020	0.021	地盤埋設試験
4-13	茨城県つくば市	補強材 (帶鋼)	HDZ35 700g/m2(両面)	砂質土	5	0.050	0.054	地盤埋設試験
4-14	茨城県つくば市	補強材 (帶鋼)	HDZ35 700g/m2(両面)	砂質土	7	0.052	0.068	地盤埋設試験
4-15	茨城県つくば市	補強材 (帶鋼)	HDZ35 700g/m2(両面)	砂質土	10	0.052	0.064	地盤埋設試験
5-16	山梨県上野原市	連結材 (コネクティブ)	Z27 270g/m2(両面)	粘性土質砂質礫(GCsS)	49	0.268	0.32	経年後の追跡調査
6-17	長野県岡谷市川岸地内	連結材 (コネクティブ)	Z27 270g/m2(両面)	細粒分質砂質礫(GFS)	38	0.265	0.349	長期間経過
6-18	長野県岡谷市小坂地内	連結材 (コネクティブ)	Z27 270g/m2(両面)	細粒分質砂質礫(GFS)	38	0.271	0.334	長期間経過
7-19	石川県 (H19 能登半島地震)	補強材 (帶鋼)	Z50 500g/m2(両面)	—	25	0.281	0.281	平成 19 年被災調査
8-20	三重県	補強材 (帶鋼)	HDZ35 700g/m2(両面)	細粒分質砂質礫(SFG)	20	0.100	0.114	長期間経過
9-21	広島県安芸太田市中筒賀地内	連結材 (コネクティブ)	Z27 270g/m2(両面)	細粒分混じり砂質礫(GS-F)	37	0.382	0.390	長期間経過
9-22	広島県安芸太田市上筒賀地内	連結材 (コネクティブ)	Z27 270g/m2(両面)	細粒分砂混じり礫(G-FS)	37	0.221	0.251	長期間経過
10-23	愛媛県来島海峡歩道橋	補強材 (帶鋼)	HDZ35 700g/m2(両面)	細粒分混じり砂質礫(GS-F)	1	0.022	0.022	構造物改修工事の調査



図- 2.3.10.3 調査した補強土壁の一例（山梨、竣工後 49 年経過）

2) 調査方法

a) サンプル採取方法

腐食減量を測定するにあたって、鋼製補強材またはコネクティブのサンプルを採取した。供用中の補強土壁では、図- 2.3.10.4 に示したように壁面材を削孔しコネクティブを採取した。採取後には、図- 2.3.10.5 に示したように代わりとなる新たなコネクティブを設置し、壁面材を含めて元の形状・材料となるように復元した。供用が終了した補強土壁に対しては、撤去時にサンプルを採取した。

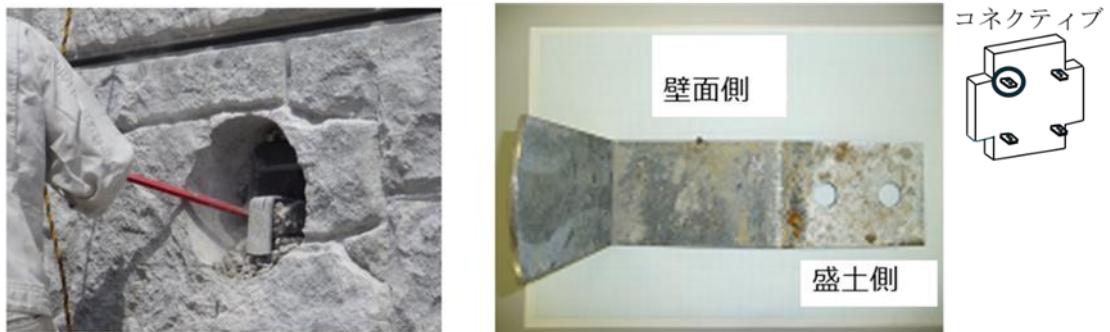


図- 2.3.10.4 壁面材削孔によるサンプル採取の例



① コネクティブ接続



② 盛土材充填



③ 補修用配筋



④ ポリマーセメント充填



⑤ 型枠設置状況



⑥ モルタル充填



⑦ 補修完了

図- 2.3.10.5 供試体採取後の壁面材の復元方法の例 2.3.10-5)

b) サンプル採取の状況

採取した鋼製補強材等のサンプルについては、腐食減量の測定に供するために下処理を行った。下処理の手順は図- 2.3.10.6 のとおりで、まず、採取した供試体を水洗いし（②）、除鏽後（③）に薬液（希硫酸水溶液）で浸漬して残存亜鉛めっきを除去し、水洗乾燥後に亜鉛めっき除去後（④）を測定用の供試体とした。

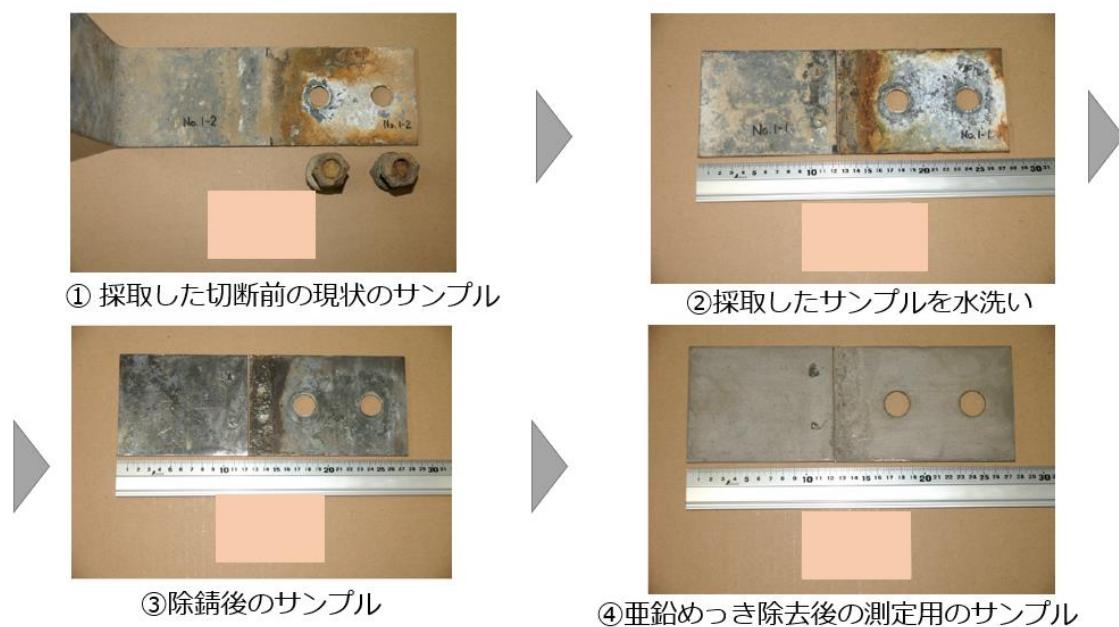


図- 2.3.10.6 採取したサンプルの下処理の手順

c) 腐食減量の測定方法

腐食減量の測定にあたっては、サンプルの表面に凹凸があると、肉厚測定では安定して適正な計測をすることが困難であることが多いため、重量測定を基本とした。ただし、明らかに孔食等の不均一な腐食が生じている場合には、肉厚測定も併せて実施し腐食減量が過少に評価されることがないようにした。重量測定および肉厚測定による腐食減量の測定方法を図- 2.3.10.7 に示す。



重量測定	①残存亜鉛めつき除去後の鋼材重量の算出 電子天秤等を用いて、1サンプルを計量する。
	②鋼材の欠損重量の算出 = 初期鋼材重量 - 残存亜鉛めつき除去後鋼材重量
	③腐食減量の算出 = 鋼材の欠損重量/(鋼の比重×サンプルの面積)
肉厚測定	①残存亜鉛めつき除去後の鋼材厚みの計測 厚み計を用いて、残存亜鉛めつき除去後の1サンプルに対し、それぞれ16箇所程度(長さ方向25mm or 30mm、幅方向10mm or 20mm)の厚みを計測する。
	②腐食減量の算出 = 初期鋼材厚み - 残存亜鉛めつき除去後の鋼材厚み

図- 2.3.10.7 腐食減量の測定方法（重量測定、肉厚測定）

3) 腐食減量の統計分析

a) 分析方法

測定した腐食減量データに対して線形回帰分析を行い、長期間経過後の腐食減量 (Y) の予測値を算定した。線形回帰分析においては、線形予測子として式(3)に示す一般化線形モデル (GLM) を用いた。なお、説明変数 (X₁) については(2)で示した既往の研究事例^{2.3.10-3)}を参考に経過年数のみとした。

$$Y = \omega_0 + \omega_1 X_1 + \varepsilon \quad (3)$$

リンク関数については、誤差関数との関係を踏まえて指数関数を仮定した。ここで、腐食減量は正の値しかとりえないことから、誤差関数についてはこれを考慮したモデルするために腐食減量のばらつきが対数正規分布に従うと仮定した。統計量（期待値、95%予測区間等）の算定は、推定値の安定性や信頼性を評価するためにジャックナイフ法を用いた。

b) 分析結果

図-2.3.10.8 に、経過年数と腐食減量の最大値の関係を示す。図には、統計量として平均及び95%予測区間を示した。この結果によれば、例えば 100 年後には鋼製補強材の腐食減量（最大）は 95%の確率で約 0.9mm（両面当たり）の範囲に収ると推定される。同様に、図-2.3.10.9 には鋼製補強材の腐食減量（平均）を示しており、95%の確率で 0.75mm（両面当たり）の範囲に収ると推定される。

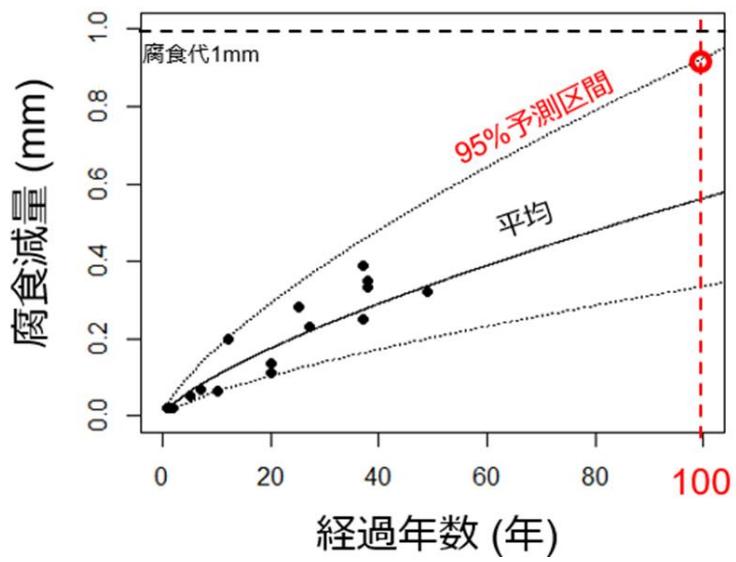


図- 2.3.10.8 鋼製補強材の腐食減量の調査結果（最大）

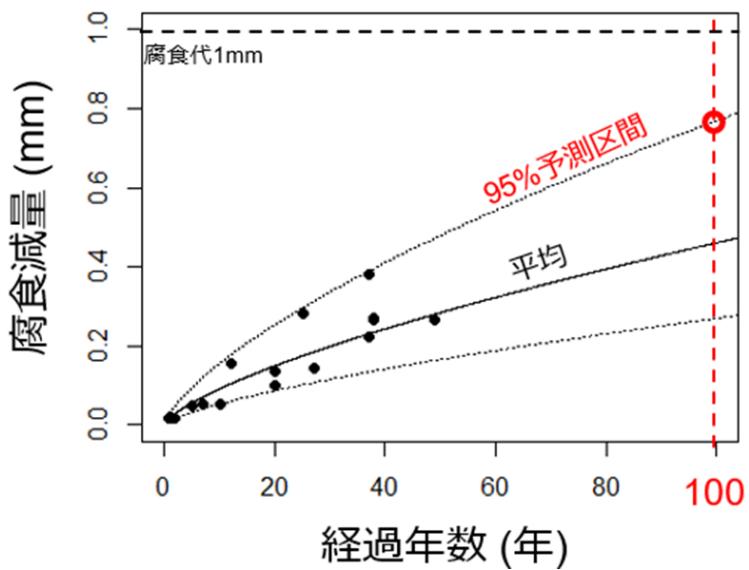


図- 2.3.10.9 鋼製補強材の腐食減量の調査結果（平均）

図- 2.3.10.10 は鋼製補強材の腐食減量（最大）のデータを守屋ら^{2.3.10-2)}の鋼管杭の腐食減量（最大）と比較した。図に示した平均値および95%予測区間は鋼製補強材のデータに対しての値である。

鋼製補強材の腐食減量は、守屋ら^{2.3.10-2)}の調査結果の下限付近に分布している。守屋ら^{2.3.10-2)}の調査結果では、大きな腐食減量が確認されたデータがあるが、その理由は海岸近くでは局所的な腐食減量が大きかったとされている。鋼製補強材を用いる補強土壁では、使用する盛土材料の条件について電気化学的性質を限定している^{2.3.10-3)}が、鋼管杭にはこれを要件としておらず、その効果が表れたものである可能性が考えられる。

鋼製補強材では、耐久性を確保するための方法として通常は亜鉛めっき処理に加えて一般に腐食しろ 1mm が確保されている。鋼製材料の防食法としては、表面処理として亜鉛めっきがあり、腐食しろと合わせて十分な対策を行えば、一般的な環境下においては十分な耐久性を有しているとみることができる^{2.3.10-6)}。なお、本検討は、供用開始後 49 年目までの限られた数および期間のデータに基づいて分析したものであり、今後も継続的にサンプルを追加して結果の信頼性を向上させる必要があると考えられる。

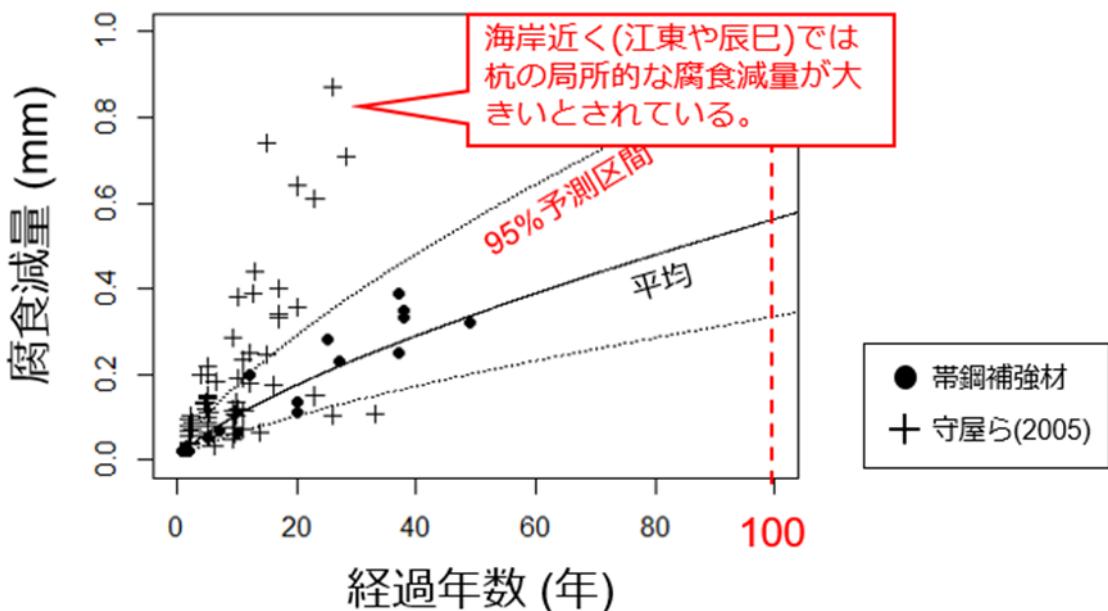


図- 2.3.10.10 最大腐食減量（鋼製補強材+守屋ら（2005））

(4) 特異な腐食事例とその対応（適用条件の明確化）

著しい腐食が発生した事例は国内においてこれまでに2事例が確認されており、1事例においては原因究明のための調査が完了している。ここでは、調査が完了した1事例についてその要因を整理し、同様の要因による腐食が生じないために前提となる条件を明らかにした。以下に、1)本事例の経緯、2)使用部材の特性、3)腐食要因特定のための調査の方法、4)原位置調査結果、5)室内試験結果、6)当該補強土壁の補強材腐食メカニズム及び7)当該補強土壁の崩壊メカニズムと今後の対策について示す。また、もう一方の事例については、現在も調査中であるが、現時点の調査結果において、前述の調査が完了している事例と同様の要因による腐食であることが示唆されているため、これを8)その他の特異事例として紹介する。

1) 経緯

竣工後34年を経過した帶鋼補強土壁（壁高9.75m）において、補強材の著しい腐食が発生した。この事例では、1982年9月の竣工後から34年が経過した2016年9月に、台風により補強土壁の壁面材の一部が延長約9mにわたって崩落した。その際に、一部の鋼製補強材が著しく腐食していたことが確認された（図-2.3.10.11）。

復旧のために補強土壁が解体（2020年4月）されることにあわせて、腐食要因特定のための調査が実施された。



図-2.3.10.11 状況写真

2) 使用部材の特性

表- 2.3.10.4 は、当該補強土壁の壁面材及び補強材の材料仕様について示したものである。壁面材は鉄筋コンクリート製である。補強材には亜鉛めっき鋼板が用いられており、その亜鉛めっきには Z27 (めっき付着量 270g/m²) 以上が規格されている。なお、当該補強土壁では当時規格を満足する Z45 (めっき付着量 450g/m²) が用いられていたことが確認された。現在ではリブ付き補強材の導入により、めっき付着方法も改良され、溶融亜鉛めっき HDZ35 (めっき付着量 700g/m²) が標準的に用いられている。

表- 2.3.10.4 当該補強土壁の部材の特性

主要部材	規格・仕様 <small>※注1</small>	
	当該補強土壁構築時 (1982年) <small>※1</small>	【参考】現行 (2024年) <small>※2</small>
壁面材	材質：コンクリート二次製品 (設計基準強度 $f'_{ck}=21N/mm^2$) 寸法：縦1,500mm × 横1,500mm × 厚180mm	材質：コンクリート二次製品 (設計基準強度 $f'_{ck}=30N/mm^2$ 以上) 寸法：縦1,500mm × 横1,500mm × 厚140mm
補強材	形状：平滑ストリップ 材質：溶融亜鉛めっき鋼板 (JIS G 3302) 寸法：幅100mm × 厚3.2mm 防蝕①：SPGS亜鉛めっき 亜鉛めっき付着量Z27(270g/m ²)以上 防蝕②：腐食しろ1.0mm	形状：高強度リブ付きストリップ 材質：溶接構造用圧延鋼材 (JIS G 3106) 寸法：幅60mm × 厚4.0mm 防蝕①：溶融亜鉛めっき 亜鉛めっき付着量HDZ35(700g/m ²)以上 防蝕②：腐食しろ1.0mm
盛土材	粗粒土、硬岩ずり 粒径250mm以下 細粒分25%以下	粗粒土、硬岩ずり 粒径250mm以下 細粒分25%以下

※注1 指針・マニュアルに記載されているもののうち、当該補強土壁に使用されたものを記す。

現行においては、マニュアルでは過去から網羅的に記載されているもののうち、通常において使用・流通しているものを記す。

※1 建設省土木研究所_土木研究所資料 補強土壁設計施工指針 (案) (1981年3月) または

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 (1982年8月)

※2 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 (2014年8月)

3) 腐食要因特定のための調査方法

腐食要因特定のために、土中での鋼材の腐食への影響が疑われる要因を網羅的に洗い出し、当該現場における関連性を特定するため当該補強土壁の撤去解体に併せて各種の試験・調査を実施した。以下に、a)土中の鋼材への影響が疑われる要因、b)調査項目 (原位置調査、室内試験) 及び c)調査測線および測点について述べる。

a) 土中の鋼材腐食への影響が疑われる要因

土中の鋼材腐食に関する既往の研究（例えば 2.3.10-7） や当該補強土壁の置かれる条件等を踏まえて、土中の鋼材への腐食促進に関する影響として表- 2.3.10.5 に示す4つに着目した。

表- 2.3.10.5 腐食促進に関する要因

腐食メカニズム	腐食促進の要因
通常腐食	水と酸素の継続的かつ持続的な供給
電気的（マクロセル）腐食	補強材延長上での土質差
微生物腐食	硫酸塩還元菌、硫黄酸化細菌の代謝（硫酸等の発生）
外部からの異物混入による腐食	肥料や凍結防止剤等（塩化物、硫化物等）

b)調査項目（原位置調査、室内試験）

a)で示した4つの要因と本事例の関連性を特定するために表- 2.3.10.6 に示す調査を実施した。表- 2.3.10.6 に示した要因以外の要因についても取りこぼすことがないよう、原位置の調査時には常に目視にて異常の有無を確認し、平面図上に記録した。

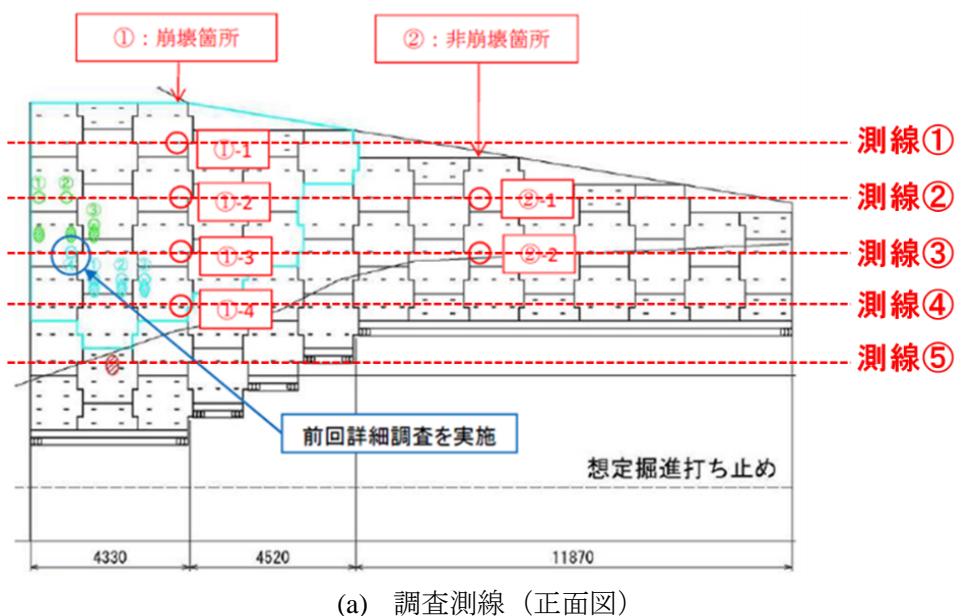
表- 2.3.10.6 腐食要因の特定のために実施した調査項目一覧

調査及び試験項目			通常腐食		マクロセル腐食		バクテリア腐食					バクテリア腐食			異物混入による腐食			その他	
			環境	実体	環境		環境					実体	環境		実体	塩化物		硫化物	
					水酸素	α オキシ水酸化物	土質差	酸素差	有機物	硫化物(硫酸)	含水	pH(5-9)	酸化還元電位(嫌気)	硫酸塩還元菌(硫黄)	硫化物(硫黄)	含水	pH(=2)	硫黄酸化細菌	塩分
原位置	目視・プロット	腐食箇所	○		○	○			○					○					○
		土質差	○		○	○			○					○					○
	原位置計測	土壤pH					○		○				○		○				○
		土壤水分	○			○			○					○		○			
		土壤塩分																	
		酸化還元電位	○		○	○						○							
室内	物理試験 (盛土材)	粒度試験			○														
		密度試験			○														
		含水比試験	○			○													
	土質化学試験 (盛土材)	pH測定試験							○					○					
		比抵抗試験			○	○													
		塩化物イオン																	
		硫化物イオン						○					○					○	
		酸化還元電位	○			○						○							
	鋼材腐食調査 (補強材)	有機物含有量			○		○												
		断面観測																	○
		元素定性分析(EDX)																	○
	微生物調査 (盛土材・補強材)	構造解析(XRD)		○	○	○		○				○				○	○	○	
		微生物定性分析										○			○				○
		微生物定量分析										○			○				○

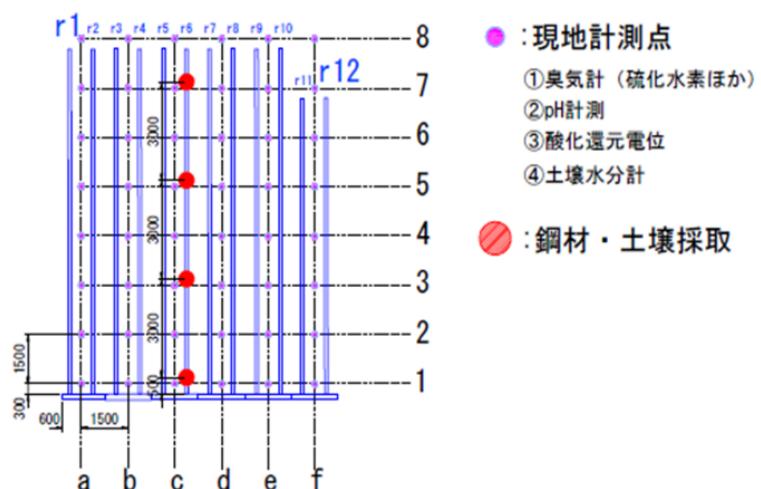
○：対応する項目

c)調査測線および測点

図-2.3.10.12 に原位置調査の実施箇所および室内試験用のサンプルの採取箇所を示す。図-2.3.10.12 (a)より、高さ(深さ)方向に 1500mm 間隔で測線を設置し、各測線毎に図-2.3.10.12 (b)に示すように、各高さの平面に 1500mm 格子で測点を設置した。設置したそれぞれの測点にて、原位置調査を実施した。また各測線にて盛土材および補強材のサンプルを採取し、各種室内試験に供した。



測線① : 48測点



(b) 調査測点 (断面図)

図-2.3.10.12 現地計測位置

4) 原位置調査結果

a)撤去時の盛土の状態

図-2.3.10.13 より、盛土材料には泥岩（軟岩）が用いられていたようであったものの、全体的に高含水で粘土質であった。盛土は、部分的にその色相が著しく異なり、色相に応じて補強材の腐食の程度も異なった。地山側の灰色を呈した範囲では補強材の腐食の程度は軽微であった。対して、壁面側の褐色を呈した範囲で補強材の腐食が顕著であった。

なお、図-2.3.10.14 に示すように、盛土の中には木片、コンクリートガラ、巨礫（最大径 900mm 程度）等の異物が混入していた。



図-2.3.10.13 現場調査測点(左)、補強材腐食状況(右)

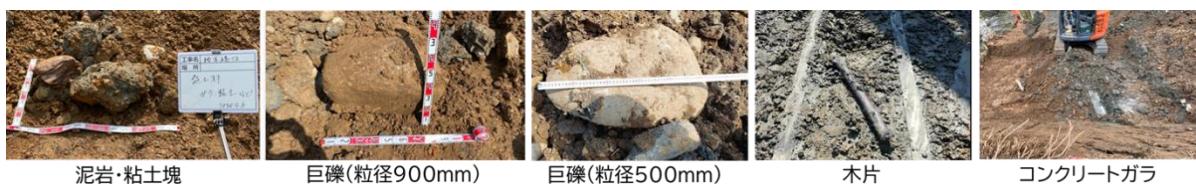


図-2.3.10.14 盛土内の混入物

b)原位置調査結果

図-2.3.10.15 に、原位置で測定した補強材の腐食・破断箇所、盛土材の変色位置および土壤の pH の分布を示す。その結果、補強材の腐食が著しい範囲と土壤が酸性を呈した範囲が整合的であった。

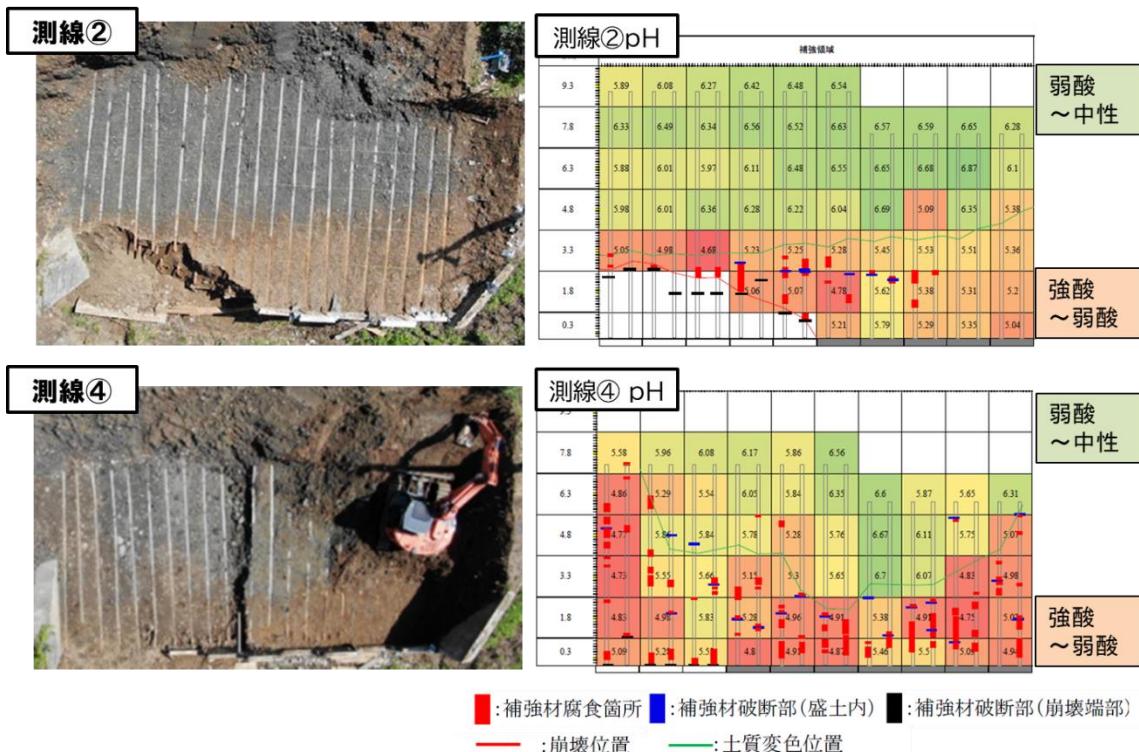


図- 2.3.10.15 原位置調査結果の例

c)盛土材の特定および酸性化の特性

a)及びb)の結果から、盛土材の土質は泥岩（軟岩）が主体であり、また部分的に酸性を示していたことから、硫化物を多く含む「海成泥岩」が使用されていたことが疑われた。

図- 2.3.10.16 には、使用されていた盛土材の外観を示した。図中(b)には、盛土材に含まれていた泥岩の岩塊を気中で暴露した際の外観の変化を示した。暴露前には岩塊の状態を保っていたものの、暴露開始から 31 時間後には著しく細粒化が進行した。また、図中(c)に示したように岩塊の断面には針状の析出物が認められた。盛土材を屋外にて暴露し、その前後で pH を計測した結果、図中(d)のように 84 時間の暴露により酸化が進行することが確認された。

これらの観測された盛土材の特徴は、既往の知見における海成粘土の特徴（表- 2.3.10.7 及び表- 2.3.10.8）に合致するものであり、したがって当該補強土壁に使用された盛土材の主体である泥岩は海成泥岩（粘土）であると判断される。



(a)盛土材中の泥岩（軟岩）



(b)盛土材中の泥岩の暴露による外観の変化（細粒化）



(c)盛土材中の泥岩の析出物



(d)盛土材の暴露（空気酸化）

図- 2.3.10.16 使用されていた盛土材の外観

表- 2.3.10.7 露頭で観察される淡水成粘土と海成粘土の特徴 2.3.10-8)

	淡水成粘土	海成粘土
色	青緑色～緑灰色（一般的に明るい）	暗青灰色（黒みを帯びることもある）
割れ方	大きくブロック状に割れる、露頭は壁状になることが多い。	小さく貝殻状に割れる、露頭は崩れやすい。
析出物	藍鉄鉱（ビビアナイト、リン酸第一鉄）が見られる、藍鉄鉱は一般に青色で塊状・斑点状であるが、しだいに褐色に変わる。	硫黄の黄色粉・石膏（ジブサム、硫酸カルシウム）の針状結晶を析出する。
pH	中性	酸性

表- 2.3.10.8 露頭直後の海成粘土の判別方法 2.3.10-8)

空気酸化による方法	採取した土壌を1～2日空気中に放置し空気酸化させた後にpHを測定する方法、また、外観観察でも石膏の針状結晶が出てくるため判別可能。
強制酸化による方法	採取した土壌に過酸化水素水を加えることにより強制的に酸化させた後のpHを測定する方法、海成粘土では過酸化水素水を加えると発泡し、pHが酸性となる。

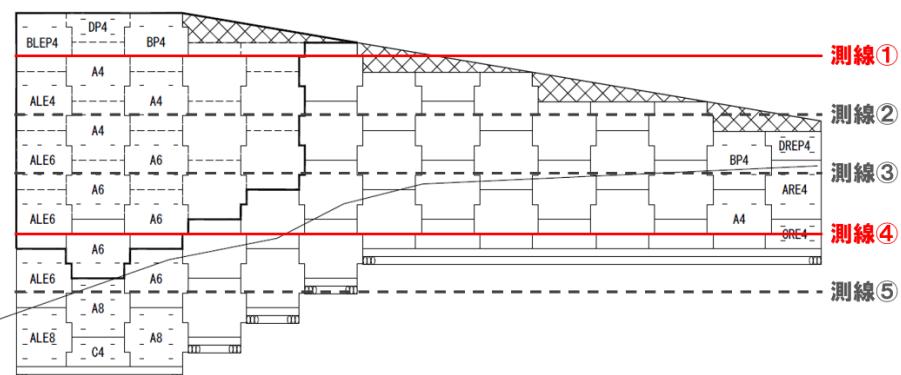
5) 室内試験結果

当該補強土壁の撤去解体に合わせて採取した盛土材及び補強材について、物理試験、化学試験、微生物学的試験等を実施した。表- 2.3.10.9 に各試験結果の一例として、図- 2.3.10.17 の測線および測点に関する結果を示す。以下に、主な試験結果として、a)盛土材の物理試験結果・化学試験結果、b)補強材の腐食調査結果及び c)微生物試験結果についてその概要を述べる。

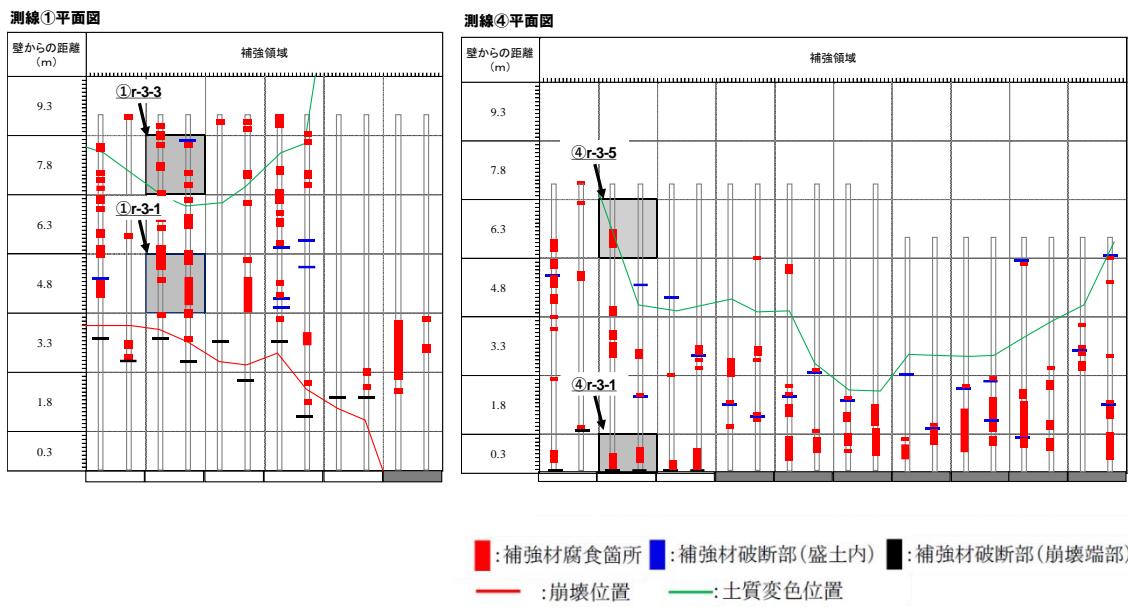
表- 2.3.10.9 室内試験結果の例

試験・計測項目	測線・測点 盛土特徴	測線①		測線④		【参考】 マニュアル ^{※1} 基準値
		測点①r-3-1 褐色土	測点①r-3-3 灰色土	測点④r-3-1 褐色土	測点④r-3-5 灰色土	
物理試験 (盛土材)	粒度試験 (細粒分%)	16.9	15.3	37.8	35.1	25%以下
	密度試験	2.636	2.703	2.6	2.607	—
	含水比試験 (%)	45.6	52.0	35.9	35.6	—
	有機物含有量 (%)	7.9	7.1	6.9	7.3	—
	スレーキング率 (%)	—	—	98.5%		30%以下
化学試験 (盛土材)	pH測定試験	5.6	5.8	6.4	6.6	pH5~12
	電気比抵抗 ($\Omega \cdot \text{cm}$)	52632	21277	10000	9091	5,000 $\Omega \cdot \text{cm}$ 以上
	塩化物イオン (%)	0.001	0.001	0.001	0.001	0.02%以下
	硫酸化物イオン (%)	0.006	0.031	0.035	0.043	0.03%以下
	酸化還元電位(mV)	575	510	595	596	—
鋼材腐食調査 (補強材)	断面観測	孔食, 均一腐食	孔食, 均一腐食	孔食, 均一腐食	孔食, 均一腐食	—
	構造解析 (XRD)	—	α オキシ水酸化鉄	—	—	—
微生物調査 (補強材)	微生物定性 定量分析	—	硫酸化細菌 (多い)	硫酸化細菌 (多い)	—	—
		—	1.0×10^6	4.4×10^6	—	—
		—	硫酸塩還元菌 (多い)	硫酸塩還元菌 (多い)	—	—
微生物調査 (盛土材)	微生物定性 定量分析	—	$1.5 \times 10^6 \sim 2.4 \times 10^7$	$2.2 \times 10^7 \sim 3.5 \times 10^8$	—	—
		—	硫酸化細菌 (多い)	硫酸化細菌 (多い)	—	—
		—	1.9×10^7	3.1×10^6	—	—
		—	硫酸塩還元菌 (多い)	硫酸塩還元菌 (多い)	—	—
		—	$1.8 \times 10^7 \sim 2.8 \times 10^8$	$2.4 \times 10^7 \sim 3.8 \times 10^8$	—	—
【参考】 原位置計測	土壤pH	5.5	5.2	5.28	5.55	pH5~12
	土壤水分 (%)	51.6	52.6	57.6	50	—
	土壤塩分 (%)	0.046	0.062	0.033	0.036	0.02%以下
	酸化還元電位(mV)	242	137	112	111	—
	電気比抵抗 ($\Omega \cdot \text{cm}$)	—	—	2529	3470	5,000 $\Omega \cdot \text{cm}$ 以上

※ 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 (2014年8月)



(a)測線・採取位置 (正面図)



(b)測点・採取位置 (平面図)

図- 2.3.10.17 測線・測点および試験位置 (表- 2.3.10.9)

a) 盛土材の物理試験結果・化学試験結果

表- 2.3.10.9 より物理試験及び化学試験の結果からは、次のことが示される。

- ・全体的に硫化物含有率が高く、ほとんどがマニュアル^{2.3.10-3)}の規定外の値を示した。
- ・盛土材の細粒分含有率が規定されている値以上であった(①は低いが流された可能性)。
- ・室内試験におけるpHの値はマニュアル規定内であるものの全体的に酸性側の値であった。
- ・測線④の泥岩のスレーキング率(NEXCO試験法110)は98.5%であり、極めてスレーキング性の高い盛土材であった。

硫化物を多く含んだ海成泥岩等に起因する土壤の酸性化については、国内でも多くの研究事例がある。例えば川崎^{2.3.10-9)}によって日本における酸性硫酸塩土壤の出現位置と地質が示された。松下ら^{2.3.10-10)}は、硫酸塩によるコンクリートの劣化に着目し、黄鉄鉱起源の硫酸イオンにおける硫酸性地盤となる環境要因を分類し、硫酸性地盤となる危険度の高い地盤を図示しさらにコンクリートの腐食度のランク付けを示している。本事象が確認された地域も、上記で紹介した松下らの文献によると硫酸イオンによるコンクリートの腐食程度の厳しさで「Aランク：高い」地域に位置している。

b) 補強材の腐食試験結果

表- 2.3.10.9 より、X線回帰分析(XRD)により腐食した補強材から酸化物 α -オキシ水酸化鉄が検出された。一方で、塩素による腐食の際に見られる β -オキシ水酸化鉄は検出されなかったことから、塩化物による要因は排除された。

c) 微生物試験結果

盛土材及び補強材に対するリアルタイム P C R 法による微生物の定性・定量分析の結果からは、次のことが示される。

- ・採取した盛土材中には $10^7\sim10^8$ オーダの細菌が存在していた。これは、河川水～活性汚泥の中間にあたる汚染度である。
- ・盛土材及び補強材の鏽から硫酸塙還元菌および硫黄酸化細菌が多く検出された。このことから、次の 2 点が示唆される。①硫酸塙還元菌および硫黄酸化細菌の代謝によって生成した硫化水素および硫酸イオン等の硫黄系化合物が腐食に大きく影響を与えた。②硫黄酸化細菌の活動域が好気かつ pH1～2 前後の強酸性域であることから、盛土は強酸性土壤となった時期もある。

6) 当該補強土壁の補強材腐食メカニズム

以上の調査・試験結果より、当該現場の補強材腐食メカニズムを整理すると図- 2.3.10.18 のようである。すなわち、現地で確認された海成泥岩は地中(嫌気状態)では中性を示すが、開削され盛土材として使用されたことにより、水や酸素に触れ、海成泥岩に内在していた黄鉄鉱が酸化することで硫酸イオンを形成し、盛土が酸性化されていったと考えられる。また酸化速度については、久馬^{2.3.10-11)} や松下ら^{2.3.10-10)} によると通常であれば緩慢に進行するが、好気性細菌である鉄酸化細菌や硫黄酸化細菌が介在すると酸化反応が急激に進行するとの報告もある。当該現場においても硫黄酸化細菌が多く検出されたため、急激に酸化が進行し、かつ硫黄酸化細菌の存在から、その活動域である pH2 程度の強酸域まで達したことが示唆された。補強材の防蝕対策の 1 つである亜鉛めっきは、強酸性や強アルカリの環境では急激に溶解する。当該現場においては強酸性による亜鉛の溶解により防蝕効果が消失し、鋼材の腐食促進に至ったと考えられる。なお、久馬^{2.3.10-11)}によると酸性化した盛土は酸化限界を迎えると、酸は滲透される、あるいは土中の塩基性物質により中和され次第に中性域に進行するとされており、中和反応の結果生じた多量の CaSO_4 が、石膏の微細結晶のネストや、棒状結晶として見出されるとされており、現場や土質試験による pH の中性傾向の値(表- 2.3.10.9) や泥岩断面に析出した結晶が確認された(図- 2.3.10.16) ことが、酸性の盛土が中性化していることを表していると考えられる。

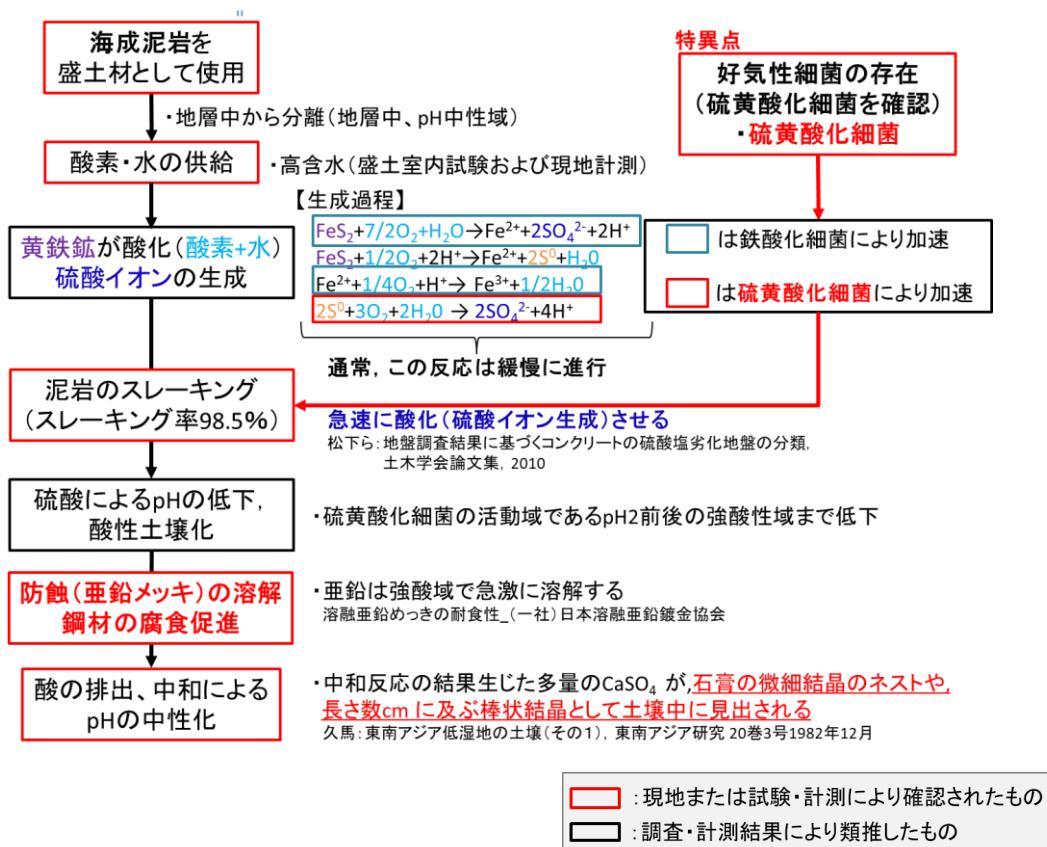


図-2.3.10.18 海成泥岩に起因した土質変化および補強材腐食のメカニズム

7) 当該補強土壁の崩壊メカニズムと今後の対応方針

以上の結果から特定された当該補強土壁の崩壊メカニズムと今後の対策を示す。

a) 補強土壁の崩壊メカニズム

当該補強土壁の崩壊メカニズムを、素因、要因、変状、損傷・崩壊に分類して改めて要約して示すと次のとおりである。

【素因】マニュアル規定範囲から逸した盛土材料の使用

【要因】海成泥岩に起因する酸性硫酸塩土壤化

【変状】酸性環境での両鉛めつきの溶解による補強材の腐食促進

【損傷・崩壊】補強材の破断 壁面材の脱落 盛土材の漏出

b) 今後の対応方針

当該補強土壁の崩壊メカニズムを踏まえた、今後の対応方針を整理する。

図-2.3.10.18 で示したように、盛土材料に問題となる海成泥岩が使用され、この海成泥岩が①スレーキングし②酸性硫酸塩土壤化したことが要因であるから、これらにいかに対処するかを検討する。

盛土材料の選定時において、問題となる海成泥岩を排除するためには、①スレーキング及び②酸性硫酸塩土壌化を試験等によって検出することが有効であると考えられる。

①のスレーキングについては、スレーキング試験によりスレーキング性の高い岩石を特定することが可能である。スレーキング試験については、現在も、施工時の建設機械の走行による衝撃等による粘土化や長期にわたる乾湿の繰返しによる細粒化等の特性を確認するための試験として位置付けられている。したがって、スレーキング試験を土中に存する鋼製材料の耐久性の確保のために必要な試験として位置付けるとともに、注意喚起を行っていくことが必要である。

②酸性硫酸塩土壌化については、当時のマニュアルから現在まで一貫して、pHの条件の範囲を示すことで酸性域及びアルカリ域の盛土材料の適用を除外している。しかしながら、当該補強土壁のように、海成泥岩の経年の酸化反応による中性から酸性への変質が示唆されている。したがって、pHの条件だけでなくスレーキング試験と併用する必要があると考えられる。

8) その他の腐食事例

前述の事例のほか、確認された著しい腐食事例について紹介する。

現場は2003年に構築された帶鋼補強土壁であり、構築後15年経過した時点で補強材の著しい腐食が確認された事例である。当該補強土壁では点検において盛土の沈下及び壁面のはらみ出しが確認されたことから、詳細調査として補強材と土の摩擦抵抗を確認するための原位置引抜き試験を実施したところ、補強材の著しい腐食が確認された(図-2.3.10.19)。



図-2.3.10.19 補強材の腐食状況

前述の事例を参考に、当該補強土壁では腐食の要因を特定するための詳細調査を計画し、現在調査を継続して実施している。現時点においても調査・分析中であるため、ここでは現時点で調査を完了した「補強材に発生した鉄の成分分析」および「盛土材の電気化学的性質」並びに現時点での考察しうる要因について報告する。

a) 補強材に発生した錆の成分分析（イオンの定量分析および硫化物測定）

補強材に発生した錆について、各種イオンの定量分析および硫化物測定を実施した。分析結果を表- 2.3.10.10 に示す。

分析の結果、補強材に発生した錆からは、硫酸イオンおよび硫化物が多く検出された。このことから、硫酸イオン及び硫化物等が補強材の腐食に影響したものと推測される。

表- 2.3.10.10 補強材に発生した錆の成分分析結果

錆採取位置 (補強材表面・裏面)	イオン定量結果 (%)						硫化物 (%)
	F ⁻	Cl ⁻	NO ₂ ⁻	Br ⁻	NO ₃ ⁻	SO ₄ ²⁻	
表面	0.0067	0.0076	0.0005未満	0.0005未満	0.0011	0.5800	1.3000
裏面	0.0008	0.0071	0.0005未満	0.0005未満	0.0015	1.1000	0.8600

b) 盛土材の電気化学的性質

原位置にて採取した盛土材の電気化学的性質を表- 2.3.10.11 に示す。

試験にて計測した結果、硫化物含有率について、マニュアル^{2.3.10-3)}の規定外の値を示した。また酸化還元電位がマイナス値と嫌気状態を示していることから、硫酸塩還元菌等による硫化水素等の硫化物を生成しやすい環境であることが確認された。

当該現場において使用された盛土材は、同一路線における道路工事で発生した現地発生土を用いたとされている。盛土材を採取したと考えられる当該地域は、和泉層群と呼ばれる地層が広く分布しており、その特徴として主に礫岩、泥岩、砂岩泥岩の互層からなっていることから、泥岩を盛土材として使用した可能性が考えられる。

表- 2.3.10.11 使用された盛土材の電気化学的性質

	pH	電気比抵抗 ($\Omega \cdot \text{cm}$)	塩化物含有量 (%)	硫化物含有量 (%)	酸化還元電位 (mV)
測定結果	8.6	6451	0.0006	0.035	-48
(マニュアル規定値)	(5~12)	(5000以上)	(0.02以下)	(0.03以下)	—

現在も調査・分析を進めている段階ではあるが、盛土材及び補強材の錆のから硫化物等の硫黄化合物が顕著に検出されたことから、他方の事例と同様に、硫黄化合物が腐食の要因となつた可能性が考えられる。硫化物の供給源は、盛土材の電気化学的性質で硫化物含有量が高かつたことから盛土材から発生したものである可能性が高い。なお現在は、現時点で推定されている要因以外の可能性も含め、前述の事例と同様に網羅的な検証を進めている。

(5) 土中に設置される鋼製補強材の供用期間中にわたる経年的な変化への対処方法

以上の結果等を踏まえて、土中に設置される鋼製補強材の供用期間中にわたる経年的な変化への対処方法について検討する。

道路橋示方書 I 2.3.10-12) によれば、図- 2.3.10.20 に示すように、「部材等の設計耐久期間に對して所要の耐久性を確保するための方法は、方法 1 から 3 のいずれかに区分し、補修、更新等の想定される維持管理を適切に設計に反映しなければならない。」とされている。

鋼製補強材では、耐久性を確保するための方法として通常は腐食しろの確保に加え、亜鉛メッキによる防食が施されている。腐食しろを確保する方法は、方法 1 に分類され、その腐食しろの値としては、その使用目的が仮設等のごく短期間の場合を除き一般に 1mm が確保されている。図- 2.3.10.8 によれば、盛土材の電気化学的性質の条件の範囲を限定した条件では、例えば 100 年後に腐食減量は 1mm 以下となる確率は 95% 以上であった。

6.2 耐久性確保の方法と照査

- (1) 部材等の設計耐久期間に對して所要の耐久性を確保するための方法は、以下の方法 1 から 3 のいずれかに区分し、補修、更新等の想定される維持管理を適切に設計に反映しなければならない。
- 方法 1：設計耐久期間内における材料の機械的性質や力学的特性等の経年変化を前提とし、これを定量的に評価した断面とすることで、その期間内における当該部材等の耐荷性能に影響を及ぼさないようする方法
- 方法 2：設計耐久期間内における材料の機械的性質や力学的特性等の経年変化を前提とし、当該部材等の断面には影響を及ぼさない対策の追加等の別途の手段を附加的に講じることで、その期間内における当該部材等の耐荷性能に影響を及ぼさないようにする方法
- 方法 3：設計耐久期間内における材料の機械的性質や力学的特性等に及ぼす経年の影響が現れる可能性がないか、無視できるほど小さいものとすることで、当該部材等の耐荷性能に影響を及ぼさないようにする方法
- (2) 鋼部材やコンクリート部材における耐久性の照査は、II 編の 6 章、III 編の 6 章、IV 編の 6 章の関連する規定による。

図- 2.3.10.20 鋼材の耐久性確保の方法 2.3.10-12)

ここで、維持管理の観点では、補強材は土中に設置される部材であるため、通常は補強材の状態を直接目視して確認することや補強材の状態に応じてその補強材を交換することは困難である。補強材の腐食が進展すると、最終的には補強材の破断に至る。補強材の破断が部分的に生じる場合には、部分的なはらみ出しとして、外観の変化に表れる。したがって、日常や定期的な点検において外観上表れる変状を予兆として、詳細調査を実施して補強材の状態を確認するのがよいと考えられる。

(6) まとめ・今後の予定

- 本項の検討の範囲で得られた知見を以下に示す。
- ・供用開始後 49 年目までの補強材の腐食減量の調査結果を統計的に分析し、100 年後の腐食減量の見通しを評価するとともに、腐食要因となる盛土材の適用条件を整理した。
 - ・補強材の腐食傾向は盛土材料の影響を受けるため、鋼製補強材を用いた補強土壁では盛土材の電気化学的性質^{2.3.10-3), 2.3.10-4)}の条件を設定したうえで、補強材の防食仕様を所要の亜鉛めつきと腐食しろを施すこととしている。
 - ・全国 10 地点 23 サンプルの補強材の腐食減量を測定し、これを統計的に評価した。その結果、100 年後の補強材の腐食減量（最大）は 95% の確率で約 0.9mm（両面当たり）の範囲に収まると推定された。
 - ・補強材の腐食減量は、守屋ら^{2.3.10-2)}の鋼管杭の腐食減量の調査結果の下限付近に分布していた。補強土壁では盛土材の条件を限定している効果が表れたものである可能性が考えられる。
 - ・補強材の著しい腐食が認められた近年の事例について、その要因と対応方針を検討した。当該補強土壁の撤去再構築に合わせて実施された網羅的な調査と様々な観点の試験の結果から、腐食要因は、盛土材に使用された海成泥岩の酸性硫酸塩土壌化であることを特定した。酸性硫酸塩土壌化する海成泥岩は、現在、盛土材の圧縮性等の観点で実施されるスレーキング試験により特定することが可能である。もう一方の腐食事例においては、調査中であるが、現時点の調査・分析において鉄成分や土質から”硫化物”が多く検出されていることから、硫化物が腐食に影響していることが示唆された。両事例の共通事項としては盛土材に含有している硫化物が多く、補強土壁工法のマニュアルに示されている盛土材の電気化学的性質の硫化物含有量の規定値以上の含有量が確認されたことが挙げられる。今後はスレーキング試験を補強材の耐久性を確保するうえで必要な試験としての位置付けも検討する必要がある。また、盛土材料に現地発生土を用いる場合には、その電気化学的性質に留意することが望ましい。
 - ・以上の結果を踏まえて、土中に設置される鋼製補強材の供用期間中にわたる経年的な変化への対処方法の考え方を整理した。
 - ・なお、今回実施した鋼製補強材の腐食減量の分析は限られた数のデータに基づいたものであり、今後も継続的にサンプルを追加し、結果の信頼性を向上させる必要がある。

参考文献

- 2.3.10-1) 公益社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編、丸善出版、2017
- 2.3.10-2) 守屋進、村瀬正次、中野啓眞：鋼杭、鋼矢板の土中腐食性状の統計的検討、土木技術資料 47-3、2005

- 2.3.10-3) 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
- 2.3.10-4) 一般財団法人 土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法 設計・施工マニュアル 第4版, 2014
- 2.3.10-5) 株式会社高速道路総合技術研究所, 一般社団法人日本テールアルメ協会：令和2年度 帯鋼補強土壁工法の耐久性に関する研究, 共同研究報告書, 2021
- 2.3.10-6) 公益社団法人 日本道路協会：道路土工—擁壁工指針, 丸善出版, 2012
- 2.3.10-7) 門井守夫, 高橋紹明, 矢野浩太郎：金属材料の土壤腐食についての研究 第1報-土壤に関する基礎的実験-, 防食技術 (Corrosion Engineering)16号, 1967
- 2.3.10-8) 電気学会・電食防止研究委員会：電食防止・電気防食ハンドブック, オーム社, 2011
- 2.3.10-9) 川崎弘：わが国の酸性硫酸塩土壤の分布と対策, 農業技術協会 44卷9号, pp.409-414, 1989
- 2.3.10-10) 松下博通, 佐川康貴, 佐藤俊幸：地盤調査結果に基づくコンクリートの硫酸塩劣化地盤の分類, 土木学会論文集 E Vol.66, 2010
- 2.3.10-11) 久馬一剛：東南アジア低湿地の土壤—その1.マングローブ下の堆積物に由来する土壤—, 東南アジア研究 20卷3号, 1982
- 2.3.10-12) 公益社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編, 丸善出版, 2017

2.3.11. 維持管理方法の整理

(1) はじめに

道路橋示方書では、橋台背面アプローチ部から橋台への作用及び経年的な変化への対処方法が明らかであるとともに、これらを満足するために設計及び施工だけでなく、維持管理の方法が明らかであることが求められるとの趣旨が記載されている。さらにその解説では、「維持管理方法には、日常的な通行機能の確保のための巡視や点検、修繕だけでなく、地震動を受けた後の点検方法や通行機能を確保するための応急措置の方法等も含まれる。」とされている。

本項では、補強土壁の維持管理方法について、既往の知見や本報告の前項までにおいて得られた知見を整理する。

補強土壁を含む道路土工構造物の点検に関する要領としては、道路法施行令第35条の2第1項第二号の規定に基づいて行う点検について、基本的な事項が示された道路土工構造物点検要領（2017年）^{2.3.11-1)}がある。この要領は、道路土工構造物全般に関するものである。補強土壁の維持管理方法については、例えば道路土工一擁壁工指針^{2.3.11-2)}において補強土壁を含む擁壁の維持管理に関する基本的事項が示されており、また補強土壁の補修・補強対策が例示されている。また、各補強土壁工法のマニュアル^{2.3.11-3~5)}においては、個別の工法の構造や経験に応じて示されている。

2016年には、土木研究所、防衛大学校、（一財）土木研究センター、（株）高速道路総合技術研究所及び民間11社の共同で、「補強土壁の維持管理手法の開発に関する共同研究^{2.3.11-6)}」が実施された。この共同研究では、盛土材のこぼれ出しに至る致命的な損傷に主眼を置き、当時の知見に基づいて補強土壁の維持管理における点検、調査、措置等に関する基本的な考え方や、詳細調査の記録台帳、詳細調査の例、措置事例等が体系的に取りまとめられている。

以下に、「補強土壁の維持管理手法の開発に関する共同研究報告書^{2.3.11-6)}」について、1) 基本的な考え方、2) 点検、3) 調査及び4) 措置の内容を要約して紹介する。さらに、補強土壁のメカニズムにおける構成要素の状態や前提条件に関して、前項までの知見や最新の研究事例の中から点検等において活用可能と考えられる着眼点を整理した。

(2) 「補強土壁の維持管理手法の開発に関する共同研究報告書^{2.3.11-6)}」の概要

ここでは、「補強土壁の維持管理手法の開発に関する共同研究報告書（2016年）^{2.3.11-6)}」について、1) 基本的な考え方、2) 点検、3) 調査及び4) 措置の内容を要約して紹介する。なお、「補強土壁の維持管理手法の開発に関する共同研究報告書（2016年）^{2.3.11-6)}」は道路土工構造物点検要領（2017年）^{2.3.11-1)}が発刊されるよりも前に発刊されている。したがって、両者で「点検」、「調査」等の用語の定義が異なっている部分があるが、ここでは原文の用語をそのまま使用していることに留意されたい。

1) 基本的な考え方

この報告書では、補強土壁は、「盛土材のこぼれ出しが生じなければ他の土工構造物と同様、緩やかに変形が進行すると考えられる。よって、補強土壁は盛土材のこぼれ出しにいたる損傷（致命的な損傷）を見つけて早期に対応することを基本とした維持管理を実施することが合理的である。」とし、致命的な損傷を、複数の劣化シナリオの相互の関係を樹系図で示したフォルトツリーが作成されている（図-2.3.11.1）。このフォルトツリーより、損傷（1）補強材・連結部の破断（→壁面材の脱落）、損傷（2）壁面材の開口・貫通、損傷（3）壁面材間の目地の開き、損傷（4）基礎の洗掘、損傷（5）連続/隣接構造物との目地の開きの5つを補強土壁の致命的な損傷と考えればよいとしている。なお、今回新たに実施した検証の結果を踏まえてもフォルトツリーに大きな変更はないと考えられる。

補強土壁の維持管理では、盛土等の一般的な土工構造物で実施する対応に加えて、点検、調査、措置を次の方針で実施すればよいと考えている。すなわち、点検では、早期に補強土壁及び周辺に生じた異常を見つける。調査では、現地調査により致命的な損傷の有無を確認し、資料調査や詳細調査により損傷範囲や要因の把握等を行う。措置では、要因に応じた適切な対応を行う。次章以降に、具体的な補強土壁の点検、調査、措置方法を紹介する。

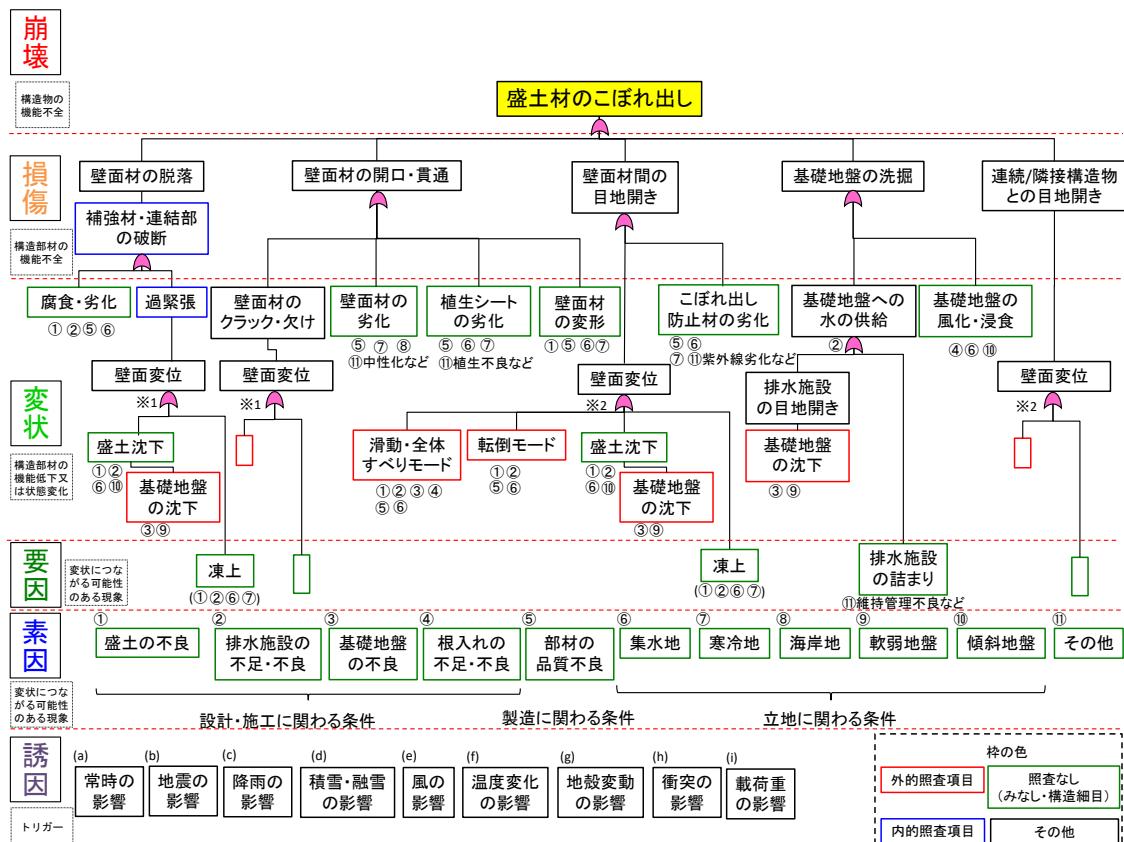


図-2.3.11.1 補強土壁のフォルトツリー-2.3.11-6

2) 点検

補強土壁の点検では、「致命的な損傷を取りこぼしの無いように発見することが重要となるが、補強土壁のみを特別な方法で点検することは実効的ではない。前述のとおり、補強土壁も、盛土材のこぼれ出しが生じなければ他の土工構造物と同様、緩やかに変形が進行すると考えられる。大多数の土工構造物と同様、現在直轄国道で行われているような1~2日に一回の日常的な点検で、補強土壁及び周辺に何らかの異常が無いかを確認する。」とされている。そのうえで図-2.3.11.2のように異常ありと判断すべき項目の模式図が示されている。点検により、異常が確認された場合には、必要に応じて緊急対策を実施し、詳細調査を実施することとされている。

- ・壁面の変形（傾斜、はらみだし等）
- ・壁面の損傷（開口、貫通等）
- ・壁面材間の目地開き
- ・連続/隣接構造物との目地開き
- ・壁面からの異常な湧水
- ・笠コンクリートの変形（段差、目地開き、転倒等）
- ・基礎の損傷（洗掘、沈下等）
- ・上面道路の変形
- ・嵩上げ盛土の変形（沈下、クラック等）
- ・排水施設の損傷

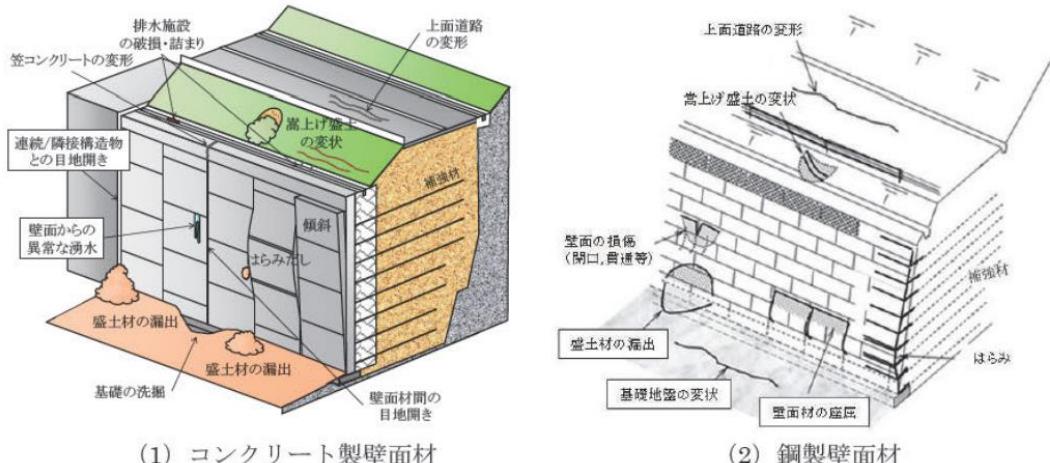


図-2.3.11.2 補強土壁の維持管理における着眼点 2.3.11-6)

3) 調査

補強土壁の調査では、現地調査を実施して致命的な損傷の有無を確認し、致命的な損傷が生じている場合には、資料調査と詳細調査等により要因や詳細調査における不可視箇所の損傷を確認することとされている。

現地調査では、近接目視により致命的な損傷（損傷（1）補強材・連結部の破断（→壁面材の脱落）、損傷（2）壁面材の開口・貫通、損傷（3）：「壁面材間の目地の開き」、損傷（4）基礎の洗掘、損傷（5）連続/隣接構造物との目地の開き）の有無を確認することとされている。補強土壁に致命的な損傷が生じている場合には、要因や不可視箇所の損傷を把握するために資料調査と詳細調査等を実施するとされている。

資料調査では、「現地調査で発見した致命的な損傷の写真や損傷状況を示した図面を確認し、損傷状況から想定される損傷要因を推定するとともに、既存の設計・施工資料や気象データ等から損傷の要因となりうる事項の有無や過去の点検結果を確認し、劣化シナリオを推定することとされており、致命的な損傷毎に一般的な資料調査の例が紹介されている。

詳細調査では、「現地調査および資料調査により推定した劣化シナリオに基づき、要因の確定と損傷範囲の把握」が行われる。その参考として、近年の被災調査から重要度が高いと考えられる主な劣化シナリオの要因の特定と損傷範囲の把握のために実施する詳細調査項目が例示されている。参考資料には、詳細調査の記録台帳の案が示されている(表-2.3.11.1)。

また、参考資料において壁面材、補強材および連結部材、盛土及び基礎地盤に関する詳細調査の目的とその方法の例示がなされている。例えば、壁面材については変位の測定において TS (トータルステーション) 測量、写真測量、下げぶりによる測定、傾斜計による測定が、目地開きについては、コンベックスやノギス等を用いた測定がそれぞれ示されている。

表- 2.3.11.1 詳細調査の記録台帳 (案) 2.3.11-6)

4) 措置

損傷した補強土壁の措置は、①損傷の要因を取り除く対応（要因除去）、②損傷の発生を防ぐために抵抗力を回復又は向上させる対応（補強）、③損傷した箇所からの劣化の進行をくいとめる対応（補修）に大別される^{2.3.11-6)}。措置の章では、(1) 補強材・連結部の破断（→壁面材の脱落）、損傷 (2) 壁面材の開口・貫通、損傷 (3) 壁面材間の目地の開き、損傷 (4) 基礎の洗掘、及び、損傷 (5) 連続/隣接構造物との目地の開きのそれぞれについて調査で特定した劣化シナリオに基づいた措置方法の例と、主な留意点が示されている。

また参考資料には、過去に実施された数多くの措置の事例（表-2.3.11.2、表-2.3.11.3）が、選定のポイントや写真とともに整理されている。さらに、参考資料には、補強形式の異なる3種類の補強土壁に対する載荷・浸透実験の結果が示されており、その中で排水施設の機能不全により過剰に帶水した補強土壁に対し、水平ボーリング（措置）を実施した際の効果を検証した結果についても示されている。各種検証の詳細については参考文献^{2.3.11-6)}を参照されたい。

また、本報告書の巻末に、鋼製壁面材がその機能を維持できなくなった場合（例：著しい腐食によって断面欠損が生じるケース等）において、壁面材の交換を実施した一例を示す。

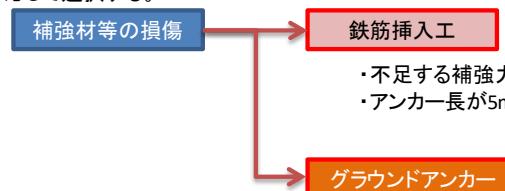
表- 2.3.11.2 措置事例一覧表 2.3.11-6)

整理 No.	部位	壁面種別	措置方法名	措置対象となる変状
①	壁面材	Co	クラック補修	ひび割れ
②		Co	断面修復	断面欠損
③		鋼製枠	断面修復・パッチング	壁面材の座屈, 変位, 劣化, 壁面欠損 壁面変位による連続/隣接構造物との開き
④		Co	中性化対策	壁面材損傷, 壁面材のクラック・劣化変色
⑤		Co	ASR 抑制対策, 塩害対策	Co の劣化, 鉄筋腐食による剥離損傷
⑥		Co	壁面被覆工(凍上対策)	連結部の耐力低下, 補強材破断, 壁面材損傷
⑦		鋼製枠	モルタル・Co 吹付工	緑化不良
⑧		鋼製枠	壁面材交換(部分交換含む)	壁面変位・はらみだし, 壁面材の沈下・劣化
⑨		Co	撤去, 交換または再形成	連結部の耐力低下, 補強材破断, 壁面材損傷, 鉄筋腐食
⑯		鋼製枠	種子散布工・播種工(植生基材吹付)	緑化不良
⑰	漏出	Co	撤去, 交換または再形成	盛土材のこぼれ出し
⑱	防止材	Co	シーリング工	壁面変位によるズレ(目地開き)
⑲	補強材・連結部材	共通	アンカー工・ネイリング工	補強材の抜け出し, 壁面のはらみだし
⑳	上載盛土	共通	モルタル・Co 吹付工・法枠工	緑化不良
㉑		共通	ジオテキスタイル工・水平排水層・排水パイプ設置	のり面の湧水による盛土の浸食, 流亡
㉒	排水施設	共通	水平ボーリング・排水渠設置	環境の変化や排水施設の損傷による排水能力不足
㉓		共通	排水施設工(集水井)	排水施設損傷
㉔	上載盛土	共通	種子散布工・播種工	緑化不良
㉕		共通	植生マット工・養生マット工	緑化不良または緑化不良による盛土流亡

*Co: コンクリート

表- 2.3.11.3 措置事例の一例 (⑫アンカーエ・ネイリング工)

措置事例⑫

措置方法名	アンカーエ・ネイリング工	措置区分	補強	対象となる変状	補強材の抜け出し、壁面のはらみだし							
対象部位	補強材、連結部材、盛土	部材区分	補強材、連結部材、盛土	措置の目的	壁面材の脱落防止							
措置概要	<p>・設計施工時の設計載荷重が環境変化により変わったり、盛土材の劣化、強度低下が生じた場合等、不足する補強効果を充当するためアンカーエ・ネイリング工を施工する。</p> <p>①鉄筋挿入工 補強材長2~5m程度、2m²に1本程度の密度で打設する。 ボーリング掘削後、補強材を挿入しグラウト材を注入する。</p> <p>②グラウンドアンカー アンカー自由長を有し、アンカー長は最小7m~、最小打設間隔は1.5m。 ボーリング掘削後、アンカ一体を挿入しグラウト材を圧入する。 施工時に初期緊張を与える1本当り定着力が鉄筋挿入工に比べて大きい。</p>			概念図 写真	 <p>アンカーエ: 壁面はらみだし対策</p>  <p>現地の土質他条件に基づく安定計算を実施して必要な補強力を求め、その程度に応じて選択する。</p> <p>補強材等の損傷 → 鉄筋挿入工 - 不足する補強力が小さい場合。 - アンカー長が5m程度。</p> <p>→ グラウンドアンカー - 大きな補強力が必要な場合。 - アンカー長が長い。</p> <p>※地盤の補強目的でネイリング工が用いられることがある。</p>							
選定のポイント					 <p>鉄筋挿入工: 補強効果の補完</p>							
使用材料・仕様	<table border="1"> <tr> <td>補強材、アンカ一体</td> <td>実績</td> <td>有り</td> </tr> <tr> <td>グラウト材</td> <td>専門性</td> <td>のり面施工業者</td> </tr> <tr> <td></td> <td>措置一覧表で 関連する措置</td> <td>基礎工: アンカーエ 基礎地盤: アンカーエ</td> </tr> </table>	補強材、アンカ一体	実績	有り	グラウト材	専門性	のり面施工業者		措置一覧表で 関連する措置	基礎工: アンカーエ 基礎地盤: アンカーエ	参考する基準など	<p>土木工事施工管理基準(案)平成27年3月(国土交通省) グラウンドアンカー設計・施工規準、同解説(公益社団法人 地盤工学会) 地山補強土工法設計・施工マニュアル(公益社団法人 地盤工学会)</p>
補強材、アンカ一体	実績	有り										
グラウト材	専門性	のり面施工業者										
	措置一覧表で 関連する措置	基礎工: アンカーエ 基礎地盤: アンカーエ										

(3) 前項までの知見や最新の研究事例の中から点検等において活用可能と考えられる知見・留意点

ここでは、補強土壁のメカニズムにおいてその構成要素の状態や前提条件に関して、前項までの知見や最新の研究事例の中から点検等において活用可能と考えられる知見や留意点を整理した。以下に、整理した知見や留意点を部材等ごとに示す。

1) 路面の段差処置に関する留意点 (2.3.1 項、2.3.7 項)

地震の際等に生じる段差については、速やかに路面の連続性を回復するために、想定される段差に対する処置の方法を予め検討しておく必要がある。その際、処置が補強土壁の挙動に影響を与えるものである場合には、当初の設計においてその影響を考慮しておく必要がある。

想定される段差量については、震度 5 強以上の地震の揺れが観測されたエリアにおける橋台背面アプローチ部の補強土壁 790 件を対象に段差量を調査した結果 (2.3.7 項) によれば、各種技術図書類で締固めに関する記載が充実された H24 以降においては、段差量は最大でも 20 cm 程度に収まっていたことが確認されている。20cm 程度の段差に対しては、一般に碎石等を用いて擦り付けることで路面の連続性を確保することが可能である。このとき、補強土壁の挙動への影響の観点では、路面の位置が下がる現象が一次元圧縮沈下や補強土壁の底面の位置が下がることによって生じている場合には、路面の連続性を維持するために碎石等による擦り付けを行うとその分の死荷重の増加につながるため、その影響を考慮しておく必要がある。

通常、設計においては死荷重の増加等を考慮して載荷重や盛土材の単位体積重量を大きく設定するなどの配慮を行っている。余盛等による荷重の増加がそれらの配慮を上回る場合は、補強土壁の設計において補強材の引抜けや補強材の張力の応答に影響を与えるため注意が必要である。一般に補強材の引抜けについては、死荷重の増加により作用が増加するものの抵抗も増加するため、両者の変化は相殺されるので大きな影響が生じることは少ないと考えられる。すべりについては、通常想定される壁高及び盛土の物性、余盛の有無等の条件の範囲に対しては、死荷重の増加により安全率の低下が懸念されるものの、設計で想定した単位体積重量より軽い良質な材料を盛土材に用いている場合は死荷重が増加しても設計の安全率を満足すると考えられる。

2) 壁面の変位の評価に関する留意点 (2.3.2 項)

動的遠心模型実験に基づけば、補強土壁に生じうる代表的な変状としては、補強材・補強材と壁面材の連結部の破断、及び補強領域を通るすべりが挙げられる。前者の補強材等の破断については、不可視部分であり状態の変化が急激である。このため、外観上に局所的なはらみだしとして現れる場合もあるものの、その予兆を把握しにくい破壊形態である。これに対し、後者の補強領域を通るすべりによって生じるはらみ出しについては、その進展過程に

において、外観上は壁面の状態の変化が緩やかである。その量は作用の大きさの増大に応じて増加することから、予兆を捉えやすい破壊形態である。2.3.2 (5)では、現行の設計法に基づいた補強土壁は、補強材の降伏よりもすべり始める状態が先行して発生することを示した。そのうえで、2.3.2 (6)では、維持管理時には壁面の水平変位量や傾斜角等の外形を把握し、2.3.2 (4)の状態と比較することで、補強土壁の状態を評価するうえでの一つの目安とすることが可能であると考えられることを示した。詳細については、2.3.2 項を参照されたい。

3) 基礎コンクリート (2.3.6 項)

2.3.6 項では、地震による水平力を受けて変形する補強土壁の補強材の状態（形状、張力等）を動的遠心模型実験結果に基づいて調べた。その結果、補強領域の天端付近で 0.2m 程度の沈下が生じた状態（沈下/壁高=2.7%）においても、補強材の形状に極端な不整は生じなかつた。ただし、壁面材の基礎が支持力破壊すると、壁面材の基礎の位置が下がることで壁面材と盛土材との間に相対変位が生じ、補強材の形状の不整が進展した。実験では、壁面の水平変位が、補強領域を通るすべりが生じ始める状態の 3 倍の水平変位までは補強材接合部付近の張力に大きな変化は認められなかつた。ただし、壁面材の基礎の位置が下がる状態がさらに進展すると、補強材への影響が大きくなると考えられることから、点検で天端の段差等が認められた場合には、例えば、基礎コンクリートが目視できる場合に基礎コンクリートがめり込んでいないかを確認することや、基礎コンクリートが目視できない場合に基礎前面の地盤状況及び壁面天端の不陸や沈下量を確認し、周辺（基礎の沈下が生じていないと想定される個所）の状況と比較して相対的に基礎地盤の沈下等を把握するなど、基礎の状態を確認することが重要であると考えられる。

基礎コンクリートが沈下すると、壁面材と盛土材との間に相対変位が生じ、壁面材と補強材の接合部は斜め方向に引っ張られる。壁面材と補強材の接合部の構造は、補強土壁工法によって異なる。そのため、壁面材と補強材の接合部がどの程度斜め方向に引っ張られた状態まで設計で想定する荷重を伝達することができるかも、接合部の構造に応じて異なる。したがつて、沈下が生じた際には、斜め方向へ引っ張られた状態での荷重伝達の機能の検証結果等を踏まえて、接合部の状態の診断を行う必要がある。

4) 連続する構造物と補強土壁の接続部 (2.3.9 項)

2.3.9 項では橋台と補強土壁の接続部の開きに起因した盛土材の漏出抑制対策として一般的に用いられている不織布について、開きが生じた場合の不織布の基本的な挙動を実験的に検証した。その結果、盛土材の漏出が生じるときの開きと不織布の幅の間の関係を一次式でモデル化した。すなわち、不織布の幅から想定される盛土材の漏出が生じるときの開きと、地震の際等に生じた開きを比べることで、接続部の状態を評価するうえでの一つの目安を得ることができると考えられる。

参考文献

- 2.3.11-1) 国土交通省道路局：道路土工構造物点検要領（平成 29 年 8 月），2017
- 2.3.11-2) 公益社団法人日本道路協会：道路土工－擁壁工指針，丸善出版，2012
- 2.3.11-3) 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，2014
- 2.3.11-4) 一般財団法人土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法 設計・施工マニュアル第 4 回改訂版，2014
- 2.3.11-5) 一般財団法人土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル第二回改訂版，2013
- 2.3.11-6) 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

2.4. 検証結果を踏まえた橋台背面アプローチ部としての配慮・検討事項

本節では、前節までの検証結果を踏まえて、橋台背面アプローチ部に補強土壁を用いる場合に少なくとも配慮・検討しておくべきと考えられる事項等を記載したものである。ここで記載した事項の背景や元となったデータ等の検証結果についても、あわせて参照されたい。なお、2章の前節までの検証結果は、限られた条件の実験結果や現地調査結果等に基づいたものであり、必ずしもすべてが確立されたものではないことから、参考文献が示されている場合はそれらを参照するなどし、取扱いにあたっては前提条件等に十分注意されたい。

(1) 地震の際における構造体の安全性、変位の程度 (2.3.2 項)

補強材の一端だけを壁面材に機械的に接合した構造で、現行の設計を満足し、かつ良質な盛土材料を使用し十分に締め固められたことを想定した条件では、レベル2地震動作用時における補強土壁の安全性、変位の程度及び破壊形態は以下のとおりである。

- 1)補強材の張力については、レベル2地震動に対して、補強材の応答が設計で安全率を考慮した値以下に概ね収まり、かつ、補強材の降伏に対しても一定の余裕が確保されていた。
- 2)補強領域を通るすべりについては、すべり始める状態の平均的な応答加速度は、レベル2地震動作用時の応答加速度に対し1.15倍から2倍程度の余裕が確保されていた。また、レベル2地震動作用時のフロントブロック重心位置の高さの壁面の水平変位は、最大でも0.1mであり、すべり始める状態の変位に対して1.3倍から4倍の余裕が確保されている。
- 3)現行の設計を満足する十分な長さの補強材を配置することをもって、補強土壁の破壊形態はすべり破壊に誘導可能である。維持管理時には壁面の水平変位量や傾斜角等の外形を把握し、遠心実験等から把握された性能曲線等と比較することで、補強土壁の状態を評価するうえでの一つの目安とすることが可能であると考えられる。

(2) 補強材の引抜き抵抗力の評価手法の前提条件 (2.3.3 項)

隅角部や両側が壁面となる構造等で補強材が隣接する条件においては、補強材の引抜き抵抗力は、隣接する補強材との相互作用の影響を適切に考慮して設定する必要がある。その際、次の条件を満足する場合には、実用上は単独の補強材として評価できると考えられる。

1)摩擦型補強材の場合

補強材と盛土材が接触する条件を確保する。なお、補強材どうしが直接接觸していることで、補強材に予期せぬ損傷が生じる可能性も考えられることから、補強材どうしが直接接觸しないよう補強材が見えなくなる程度に盛土材を撒きだす。

2)支圧型補強材の場合

隣接する補強材と支圧プレートの寸法の2倍(2.0D)程度以上の離隔を確保する。なお、補強材の近接により引抜き力が増加することは抵抗が増大することに相当し、補強材の引抜き抵抗の観点では大きな問題にはならない。

また、これらは、2.3.3 項における検証で用いた補強材を想定したものであるため、これらと異なるメカニズムによって引抜き抵抗を発揮する補強材の場合には、別途、補強材が隣接することの影響を検証する必要があると考えられる。

(3) 三次元的な構造に起因した影響を考慮した補強土壁の状態の評価と留意事項(2.3.4 項、2.3.5 項)

補強土壁の状態の評価においては、その三次元的な構造に起因した影響を適切に考慮する必要がある。隅角部を有する構造や両側が壁面となる構造の場合でも、次の条件を満足する場合には、現行の設計（2次元断面）に基づいていれば、実用上は補強土壁の状態の評価において三次元的な構造に起因した影響を考慮したものとして扱うことができると考えられる。

1) 隅角部を有する構造

- ・隅角部の各面において、現行の設計で必要な量の補強材を配置する。
- ・隅角部の補強材の引抜き抵抗力の評価は、本節(2)による。
- ・隅角部の頂部において、壁面材どうしの接合部の開きに起因した盛土材の漏出を抑制できるように十分な幅の不織布を設置するなどの処置を講ずる。
- ・隅角部の開きによる盛土材の漏出や局所的なひずみの卓越を極力抑制できる構造（隅角部の頂点付近に補助的な補強材を設置するなど）とするのがよいと考えられる。
- ・補強材の後端の位置においては、ここを境に補強領域と補強領域の背面の地盤の挙動の違いやそれに起因した開きによる盛土材の漏出等のおそれがあることから、これに配慮した構造（鉛直目地、幅の広い不織布等）とするのがよいと考えられる。

2) 両側が壁面となる構造

- ・両面の補強材は連結しない（非連結型）構造とする。
- ・壁高 H と幅 B の比が $H/B < 0.77$ 程度とする。
- ・連結型については破壊形態等が異なる可能性があり、補強土壁の設計体系とは異なるという整理とする。

(4) 地震動の慣性力に起因した水平力を受ける状況における補強材の状態評価及び補強材と壁面材の接合部の構造の検証 (2.3.6 項)

補強土壁の補強材の状態の評価においては、その盛土材の変形等の影響を適切に考慮する必要がある。

ただし、地震動の慣性力に起因した水平力を受ける状況においては、基礎コンクリートが著しく沈下した状態とならなければ、現行の設計法に基づいていれば、実用上は補強材の状態評価において水平変位に伴う沈下（位置・形状の不整）の影響を考慮したものとして扱うことができると考えられる。

壁面材と補強材の接合部は、基礎コンクリートの沈下に起因して斜めに引っ張られる状態でも、設計で想定する荷重が確実に伝達されることが明らかな構造としておく必要がある。

(5) 橋台背面における段差を限定的な範囲に留めるための盛土材の仕様及び締固めの条件
(2.3.7項)

地震の際等における、路面の連続性等を確保することを目指して、橋台背面における段差を限定的な範囲に留めるために、橋台背面アプローチ部の補強土壁の盛土材には道路橋示方書IV 参考資料3の表-参3.1に示す材料を使用し、表-参3.2の橋台背面の締固め管理値を参考に締め固めるのがよいと考えられる。その際に、確実な締固め施工等ができるように、現場条件を考慮したうえで橋台と橋台背面アプローチ部の施工順序や地盤の掘削範囲を計画する必要がある。

(6) 路面の連続性及び補強土壁の状態から求められる基礎地盤等の条件 (2.3.8項)

補強土壁の底面の位置が下がる現象に対処するために、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)全体安定の検討を行う。その他、壁面材の構造に応じて、鉛直目地の設置、壁面材どうしの接合部の遊間量の確保等の配慮を行う必要がある。

部分的に軟弱地盤を改良する条件では、補強土壁の状態の評価において未改良の部分で生じる沈下の影響を適切に考慮する必要がある。沈下の影響を考慮するにあたっては、沈下に起因した盛土材の変位（1次領域、2次領域）を考慮する必要がある。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、例えば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。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ため、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。

(7) 橋台と補強土壁の接続部の構造 (2.3.9項)

橋台と補強土壁の接続部の構造は、橋台と補強土壁の接続部の開きの影響を考慮して設計する必要がある。その際に、少なくとも1)橋台及び壁面材の破損、2)盛土土材の漏出に対して検討する必要がある。

1)橋台及び壁面材の破損

接続部に端部調整金具等を取り付ける際には、壁面材が変位した際に定着部に起因した損傷を防止するために、一般には、補強土壁と橋台の挙動の違いを考慮したうえで、

損傷が生じることのない取付け方（壁面材側に金具を定着）とするのがよいと考えられる。

2) 盛土材の漏出

設計において、地震動等の作用に対して連続構造物と壁面材との間で想定する開きは、300mm程度とするのがよいと考えられる。不織布により盛土材の漏出を抑制する場合には、実験によれば300mmの開きに対して幅約350mmの不織布を設置しておけば盛土材の漏出を抑制できるが、これに不織布の片側だけが引き抜けるなどの挙動の不確実さや施工誤差を考慮した余裕を持たせるために幅1000mm以上とするのがよいと考えられる。

なお、不織布によらない場合には、不織布による場合と同等の性能を有することが検証された構造を採用するのがよいと考えられる。

(8) 鋼製補強材の供用期間中にわたる経年的な変化への対処方法（2.3.10項）

鋼製補強材の供用期間中にわたる経年的な変化への対処方法として、腐食しろによる場合には、その厚さを2.3.10(3)に示した腐食減量の統計分析結果を参考に設定するのがよいと考えられる。なお、2.3.10(3)に示した腐食減量の統計分析結果は、2.3.10(2)に示した電気化学的性質の条件の盛土材を使用し、補強材に亜鉛メッキ処理を施すことが前提となる。

(9) 維持管理の方法（2.3.11項）

2.3.11項では補強土壁の維持管理手法について、既往の知見や本報告書2.1節～2.3.10項までにおいて得られた知見を整理して例示している。さらに、2.1節～2.3.10項までに得られた知見や最新の研究事例の中から点検等において活用可能と考えられる着眼点を整理して例示している。2.3.11項に示す内容をもって補強土壁の維持管理の方法がすべて明らかとなったとは言えないものの、維持管理の各段階（点検、調査、措置）における一つの目安を示した。アプローチ部に補強土壁を適用した場合の維持管理の方法の参考として活用されたい。

補強土壁の維持管理の方法については引き続きデータを蓄積していく必要がある。

2.5. 継続的課題

本節では、2章の前節までの検証結果を踏まえて、橋台背面アプローチ部に補強土壁を用いる場合に、今後も継続して検討すべき課題を記載したものである。本節で記載する継続的課題は、橋台背面アプローチ部等の設計に関する共同研究報告書「性能検証項目編」及び本報告書の2章の前節までの検証結果から、今後も継続して検証が必要な課題を抽出したものである。各検証の詳細については性能検証項目編及び2章の前節までの各節を確認されたい。

(1) 補強土壁の上部に長大な斜面を有する構造に関する検証 (2.3.1項)

2.3.1項において紹介した事例【タ5】では、橋台から離れたランプ部において、嵩上げ盛土の一部が地震動により崩壊し、その際に補強土壁上部の壁面材3段分が引きずられて崩落した。これは、背後の地山からの湧水により盛土が高含水状態となり、地震動によって盛土のせん断強度が低下したことが原因であると想定される。このような変状を防ぐためには、補強土壁の嵩上げ盛土についても、通常盛土と同様に安定性・安全性を照査することが必要である。また、嵩上げ盛土が変状(すべり)した際の補強土壁が受ける影響についても検証していく必要がある。

(2) 良質な盛土材の利用と締固めの有効性の検証 (2.3.7項)

2.3.7項において、路面の連続性を確保するためには、良質な盛土材の使用と入念な締固めが有効であり、H24頃の各種技術基準類における該当部分の記載の充実によってその効果が発揮されていることを示した。ただし、これらの有効性を示すデータについてはデータの蓄積が浅い面もあることから、今後も継続して事例調査等を実施し、検証していくことが必要である。

(3) 盛土材の漏出に対する措置における使用部材の耐久性の検証 (2.3.9項)

2.3.9項において、壁面材等の開きに起因する盛土材の漏出に対する措置として、開口部を閉塞(当て板)し、天端から盛土材を充填する方法の効果が検証され、実際に当該措置が行われた事例において、その後の震度6弱の地震においても機能が維持されていることから、その有効性を示した。ただし、閉塞(当て板)に使用した鋼板の腐食が認められていることから、耐久性を考慮して閉塞に使用する材料の選定等を行う必要があると考えられる。今後も継続的に当該措置事例を観察し、長期的に措置の効果を検証するとともに、使用材料の耐久性についても検証して、必要に応じて改善・改良していくことが必要である。

(4) 鋼製補強材の供用期間中にわたる経年的な変化の検証 (2.3.10項)

2.3.10項において、供用開始後49年目までの補強材の腐食減量の調査結果を統計的に分析し、供用期間中(本報告書では100年を想定)の腐食減量の見通しを評価するとともに、

腐食要因となる盛土材料の適用条件を示した。さらに、それらの結果を踏まえて、土中に設置される鋼製補強材の供用期間中にわたる経年的な変化への対処方法の考え方を示した。ただし、今回実施した鋼製補強材の腐食減量の分析は限られた数のデータに基づいたものであり、今後も継続的にサンプルを追加し、結果の信頼性を向上させることが重要である。

(5) 補強土壁の維持管理方法の検証 (2.3.11 項)

2.3.11 項では、補強土壁の維持管理手法について、既往の知見や本報告書 2.1 節～2.3.10 項までにおいて得られた知見を整理して例示した。さらに、2.1 節～2.3.10 項までに得られた知見や最新の研究事例の中から点検等において活用可能と考えられる着眼点を整理して例示した。ただし、補強土壁の維持管理の方法についてはデータを蓄積し、今後も継続して検証が必要である。例えば、土中の補強材や壁面材と補強材の接合部、土中に没した基礎等の不可視部分の状態を把握し評価する方法等については継続して検討していく必要がある。

卷末資料

参考資料-1 鋼製壁面材の交換事例及び維持管理に考慮した構造の例

ここでは、参考として鋼製壁面材の交換事例、維持管理（点検や措置）に配慮した構造の事例を示す。

【参考その1】措置事例（鋼製壁面材の交換）

壁面材の損傷及び盛土材の漏出が発生し（参図-1）、これを補修した事例を示す。

ここで紹介する事例では、時間雨量 40mm の降雨が 4 時間継続し、本来想定されていなかった流水が補強土壁の天端から壁面に流入したことにより、壁面材が回転して壁面近傍の盛土材の漏出が発生した。壁面材はエキスパンドメタル製の鋼製壁面材であり、壁面部と底板から構成される。壁面材の底板上にあった盛土材は抜け出していたが、底板より奥の抜け出でていない盛土材は、外観目視により緩みのないことを確認した。



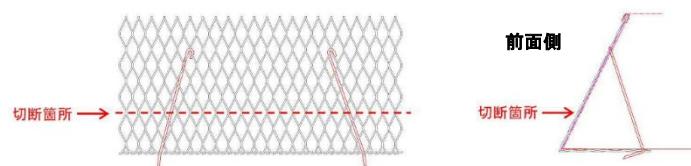
参図-1 補修前の壁面の状況

参図-2 に壁面の補修方法の手順を示す。壁面材の損傷した部分を除去して、新たに別の部材として、壁面材と同じエキスバンドメタルを取り付ける。壁面近傍の盛土材が漏出した空間には、土のうを詰め込み隙間のないようにする。エキスバンドメタルを穴あきプレートで挟み込んで、背筋をプレートの穴に通してナットと連結して壁面を再形成する。

1. 開きや回転が損傷した壁面材の下端を切断し、切断した壁面と背筋を取り外す。

正面図

側面図



2. 壁面近傍の盛土材を除去して、壁面材にボルト付きプレートと背筋を設置する。

前面側

ボルト付きプレート →

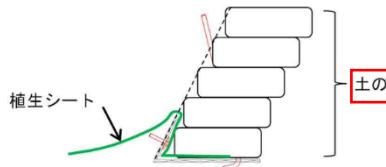


植生シート



背筋と植生シートの設置状況

3. 植生シートを設置して、土のうを隙間のようないよう充填する。



土のうの設置状況

4. エキスバンドメタルを設置して、壁面材の下部には下部穴あきプレート、壁面材の上部には上部穴あきプレートと鋼管座金を設置して、ナットで締め付ける。

正面図

上部穴あき
プレート

下部穴あき
プレート

前面側

エキスバンドメタル

側面図



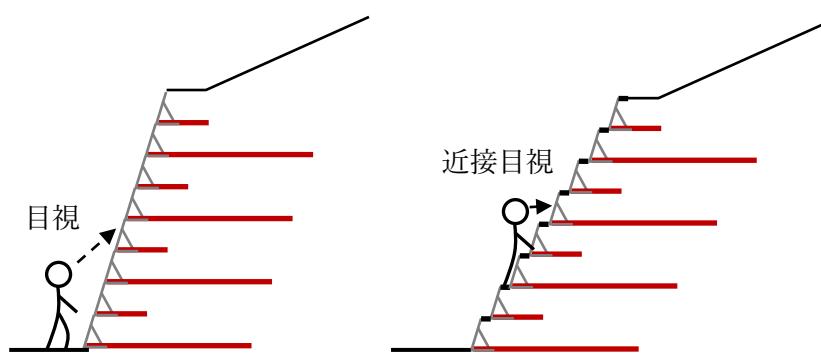
エキスバンドメタルの設置状況

参図-2 壁面の補修の手順（例）

【参考その2】維持管理（点検や措置）に配慮した構造の事例

補強土壁の維持管理において、点検や調査、措置が容易に行える構造としておくことは重要である。ここでは、点検や措置に配慮した構造の事例として、壁面に小段を設けた事例、階段を設置した事例を示す。いずれの構造も点検や措置において、補強土壁の壁高が高くなつた場合でも容易に壁面に近づくことができるよう配慮した構造である。

補強土壁は壁高が高くなると、壁面近接目視により直接、壁面の状態を把握するには、足場や高所作業車が必要になる場合がある。点検しやすい構造の一例として、鋼製壁面材を階段状に積層して小段を設けた事例を示す（参図-3 及び参写真-1 参照）。



参図-3 壁面の点検しやすい構造の例



参写真-1 壁面に小段を設置した例

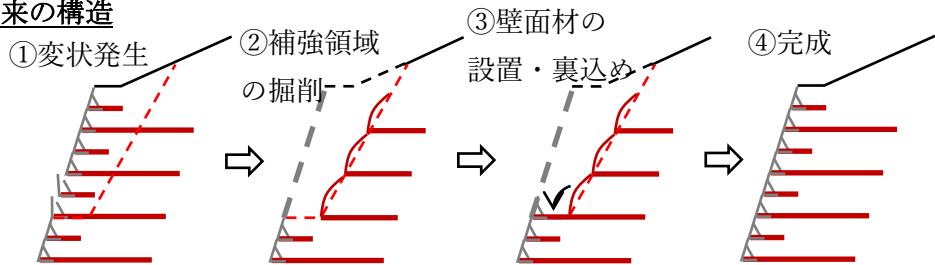
小段を設けた際の留意点としては、補強土壁の上に上載盛土がある場合に天端から壁面に水が流れ込まないように、排水溝を設けることや、小段部の止水処理をする必要がある。

壁面の交換や再構築を実施する際の課題としては、部分的な壁面近傍の再構築が難しく、ある程度の範囲の補強領域を掘削して再構築が必要ということがあげられる。

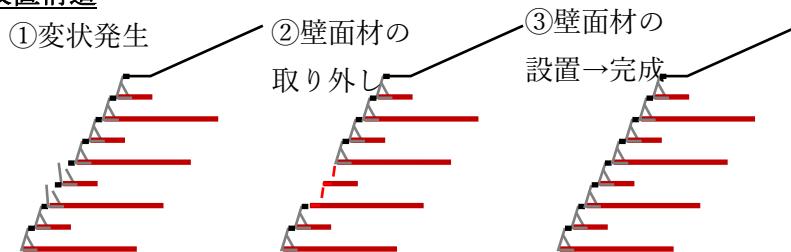
点検しやすい構造の一例としたような壁面に小段を設けて階段状の構造としておくと、変状が発生した箇所の部分的な壁面材の交換が可能となると考えられる（参図-4 参照）。従来の構造では、上下の壁面材は近接して設置されているため、変状が発生した箇所の壁面材

を取り外す際には、変状が発生した箇所から上部の壁面材をすべて撤去して、補強領域を掘削する必要がある。一方、小段設置構造では、上下の壁面材は独立して設置されているため、変状が発生した箇所の壁面材のみを部分的に取り外して、新しい壁面材と交換することが可能である。

ア) 従来の構造



イ) 小段設置構造



参図-4 補修しやすい構造として壁面に小段を設置する案

また、点検用に設置した階段は補修の際にも作業用として活用することができる。参写真-2に損傷した壁面の補修の際に階段を設置した事例を示す。



参写真-2 壁面に点検用階段を設置した事例

国土技術政策総合研究所資料 共同研究報告書

TECHNICAL NOTE of NILIM No. 1300

土木研究所資料 共同研究報告書

Cooperative Research Report of PWRI No. 602

December 2024

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所

©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国土技術政策総合研究所 企画部研究評価・推進課

〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地 TEL 029-864-2675

国立研究開発法人土木研究所 企画部業務課

〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6 TEL 029-879-6754