

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

Case : 現行引抜け照査を満足したケース
□ : あえて引抜け照査を満足させていないケース

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。

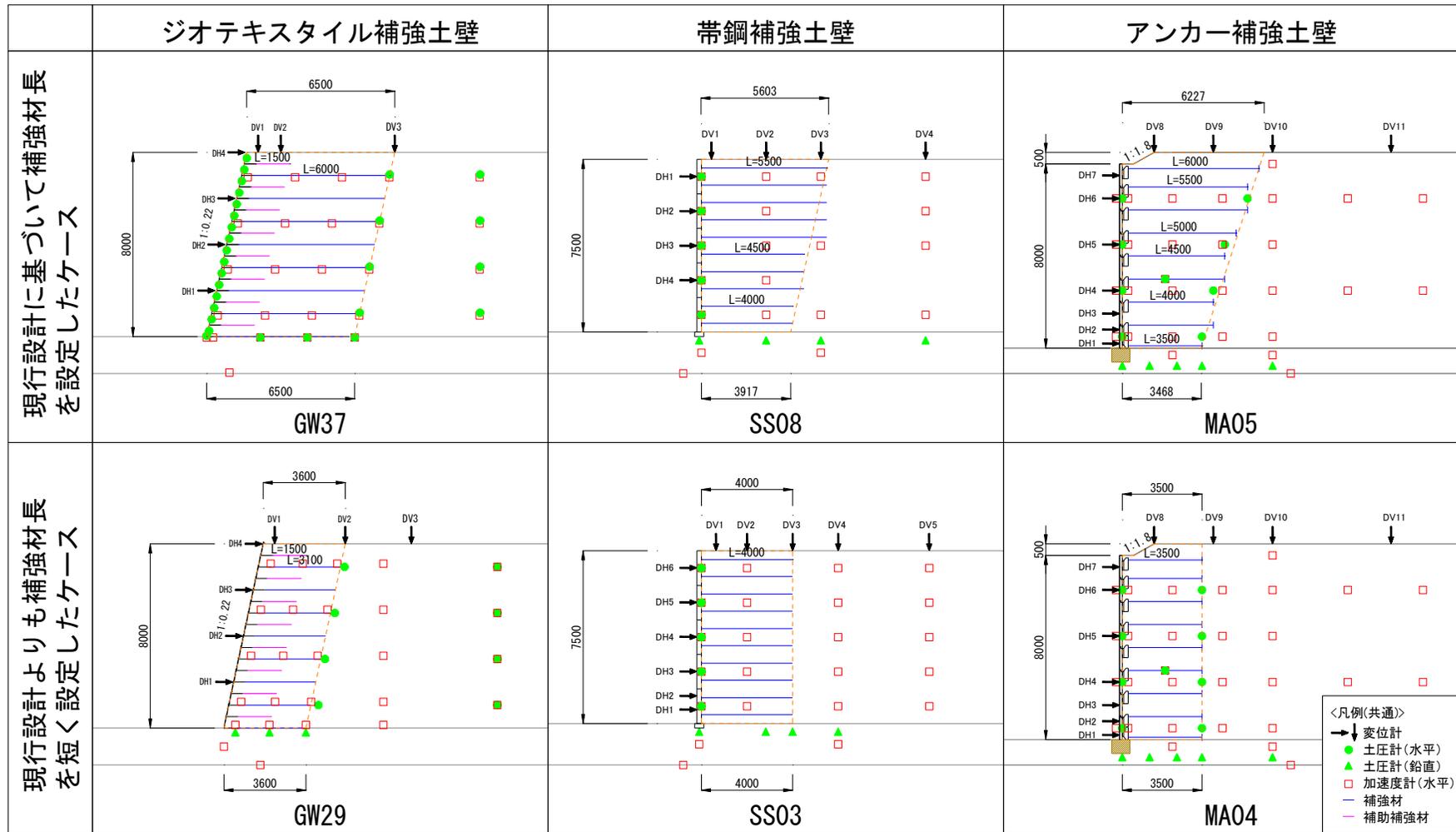


図-2.3.2.1 各ケースの代表的な断面形状

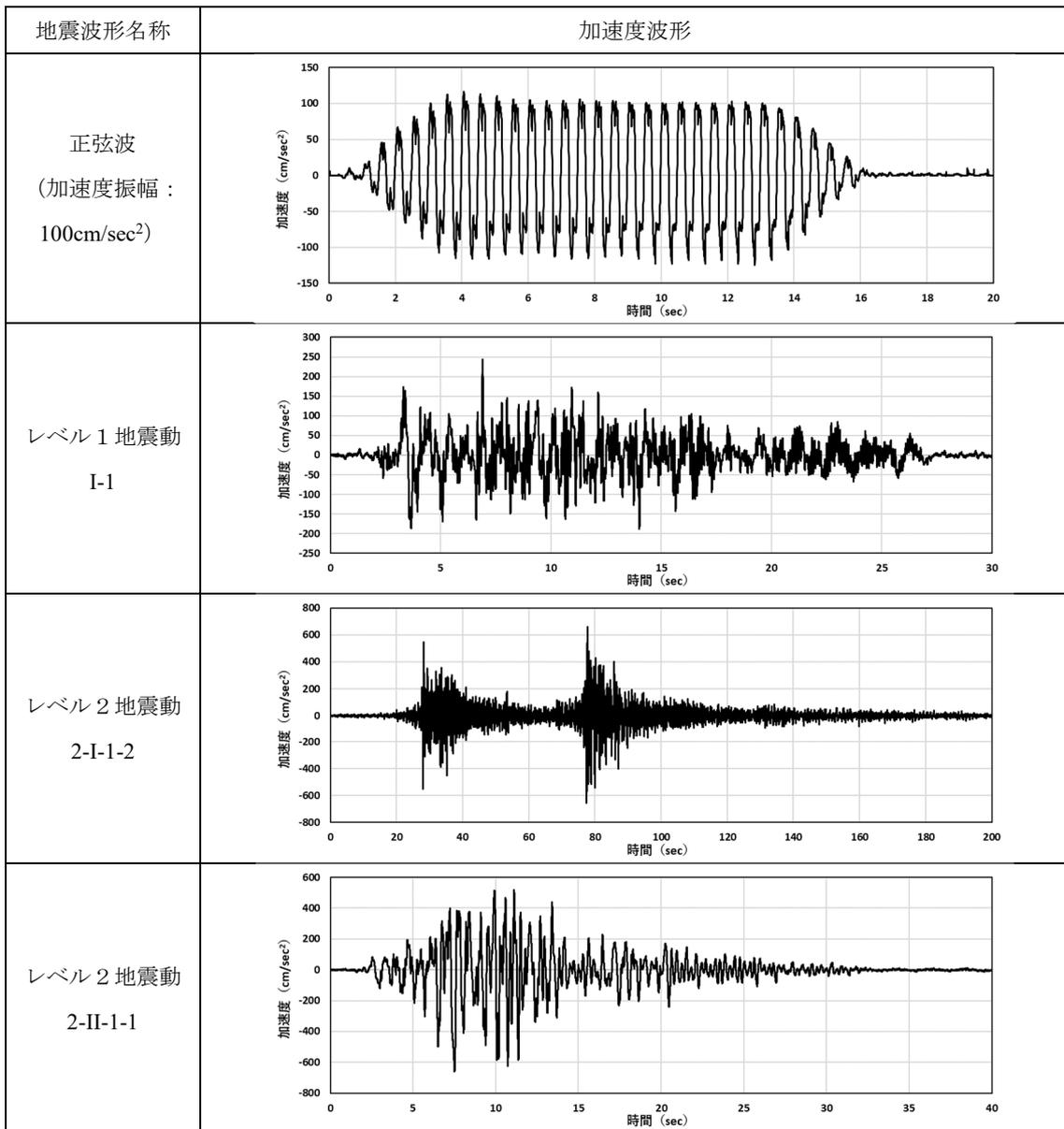


図-2.3.2.2 遠心模型実験に用いた入力地震動の加速度波形

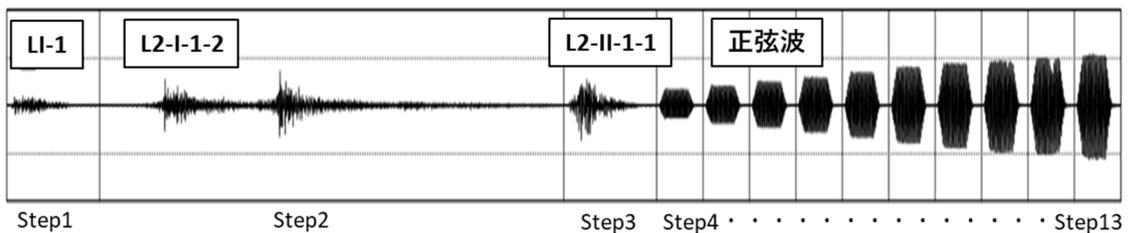


図-2.3.2.3 遠心模型実験における加振ステップ (例)

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。

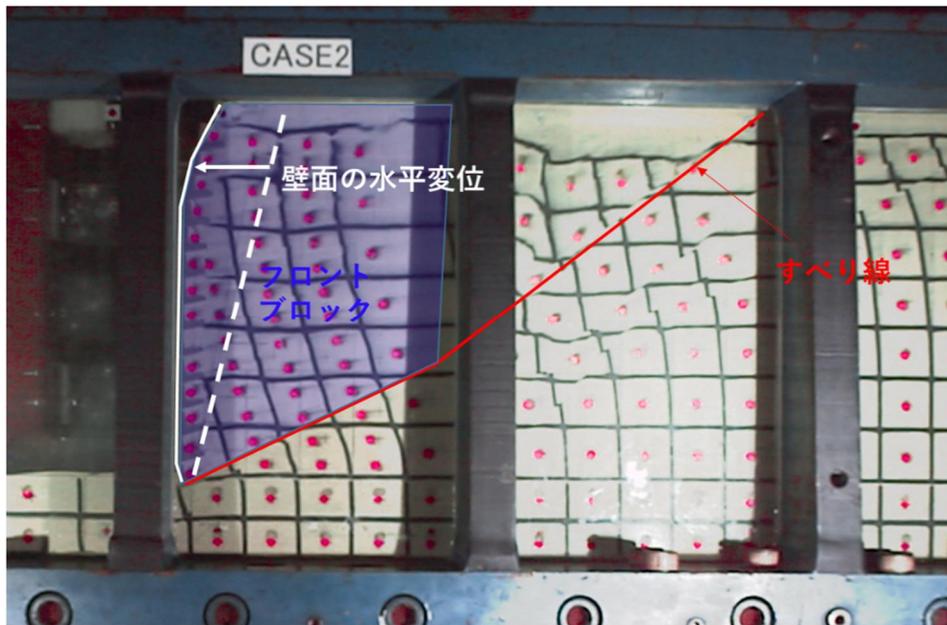


図-2.3.2.4 地震動を受けた補強土壁の挙動例（GW20）

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。

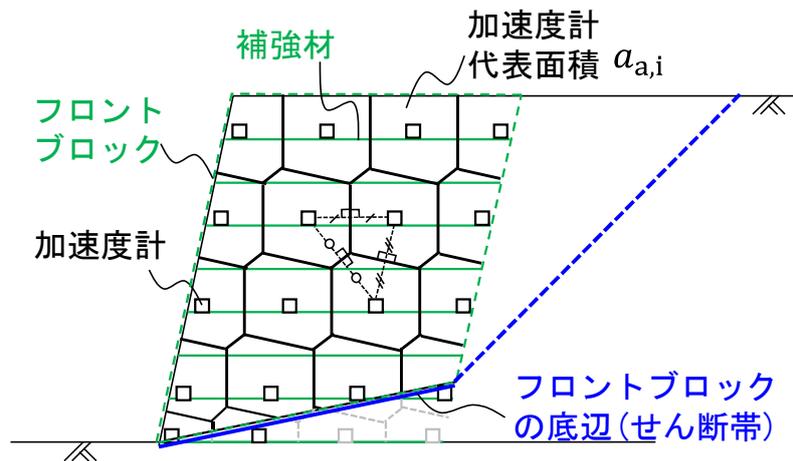


図-2.3.2.5 平均応答加速度の算出方法

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コンター図によって、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载荷ステップの開始直前と各载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、帯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ったことから、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。

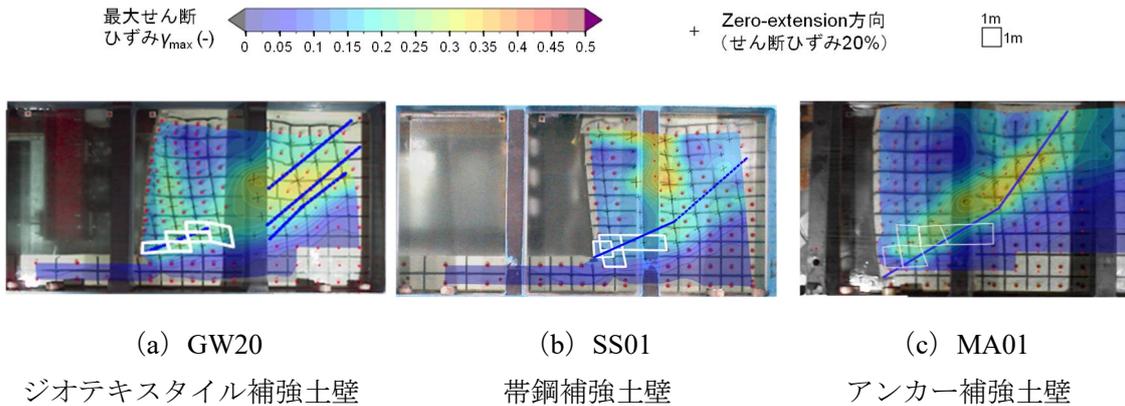


図-2.3.2.6 補強領域にせん断層が確認された時点の最大せん断ひずみコンター図

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)2a)、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。

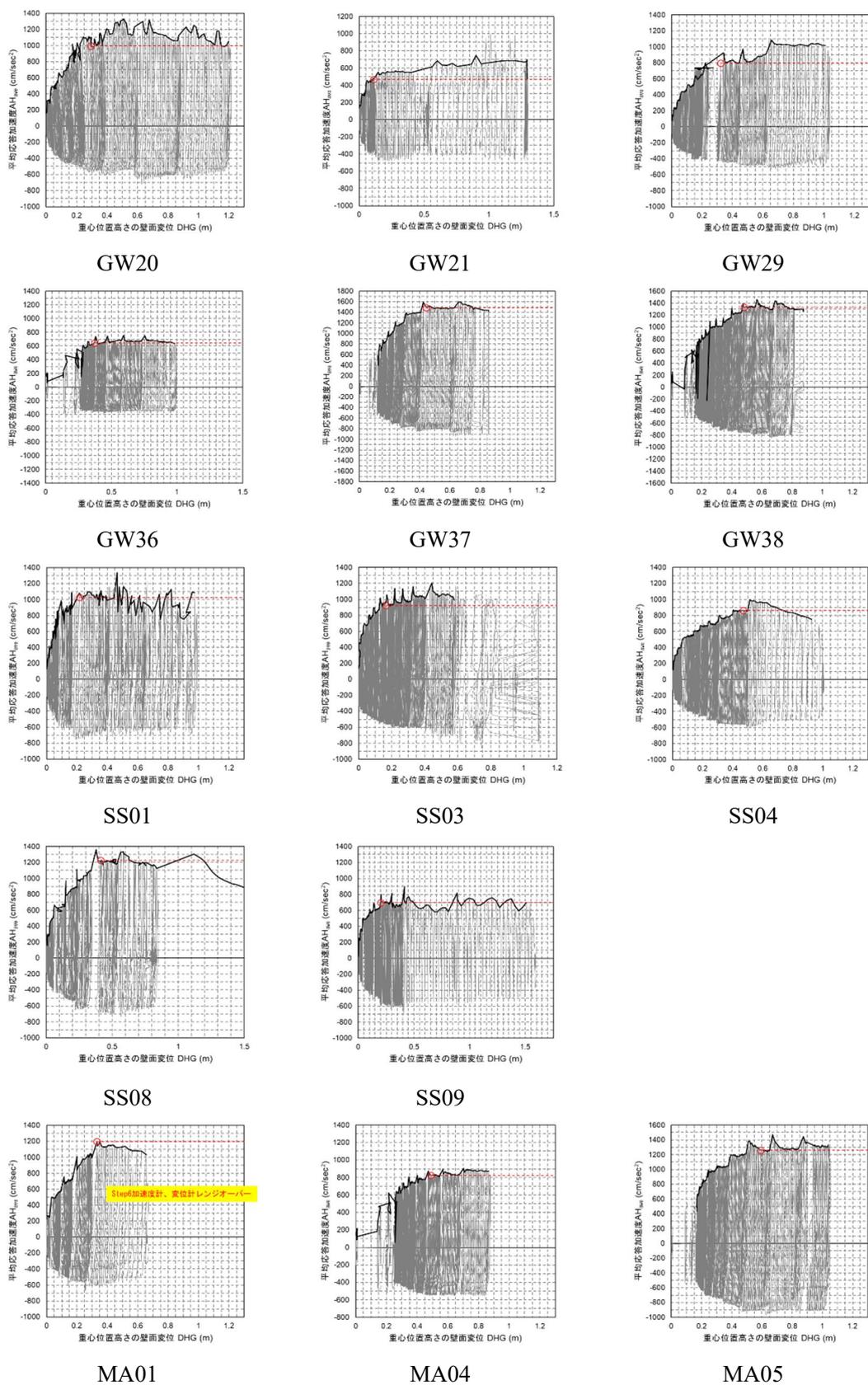


図-2.3.2.7 各ケースの性能曲線

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。

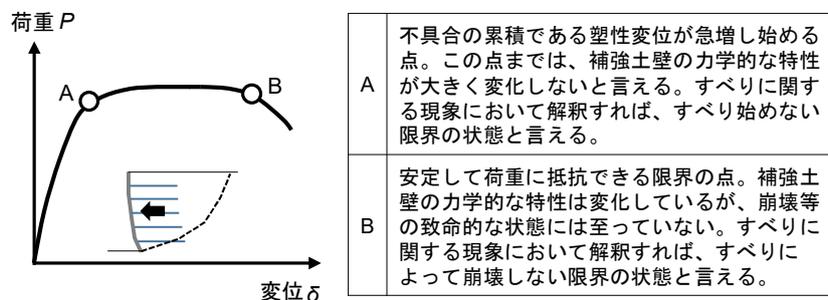


図-2.3.2.8 水平力を受ける補強土壁の荷重-変位曲線（性能曲線）の模式図

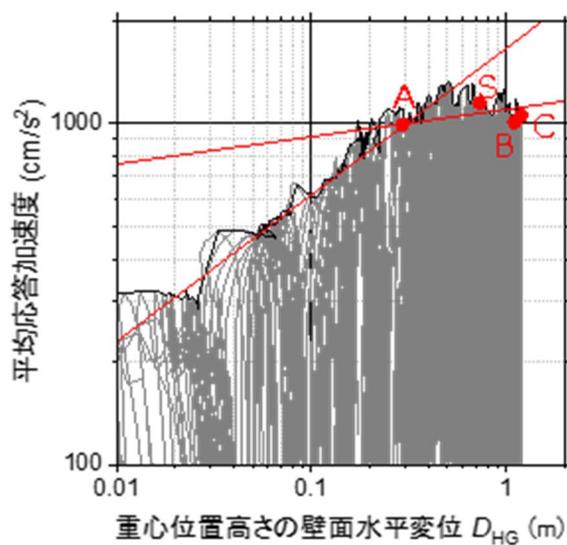


図-2.3.2.9 A 点の手動探索の方法（図-2.3.2.7 を両対数軸で標記）

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值、 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值 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。

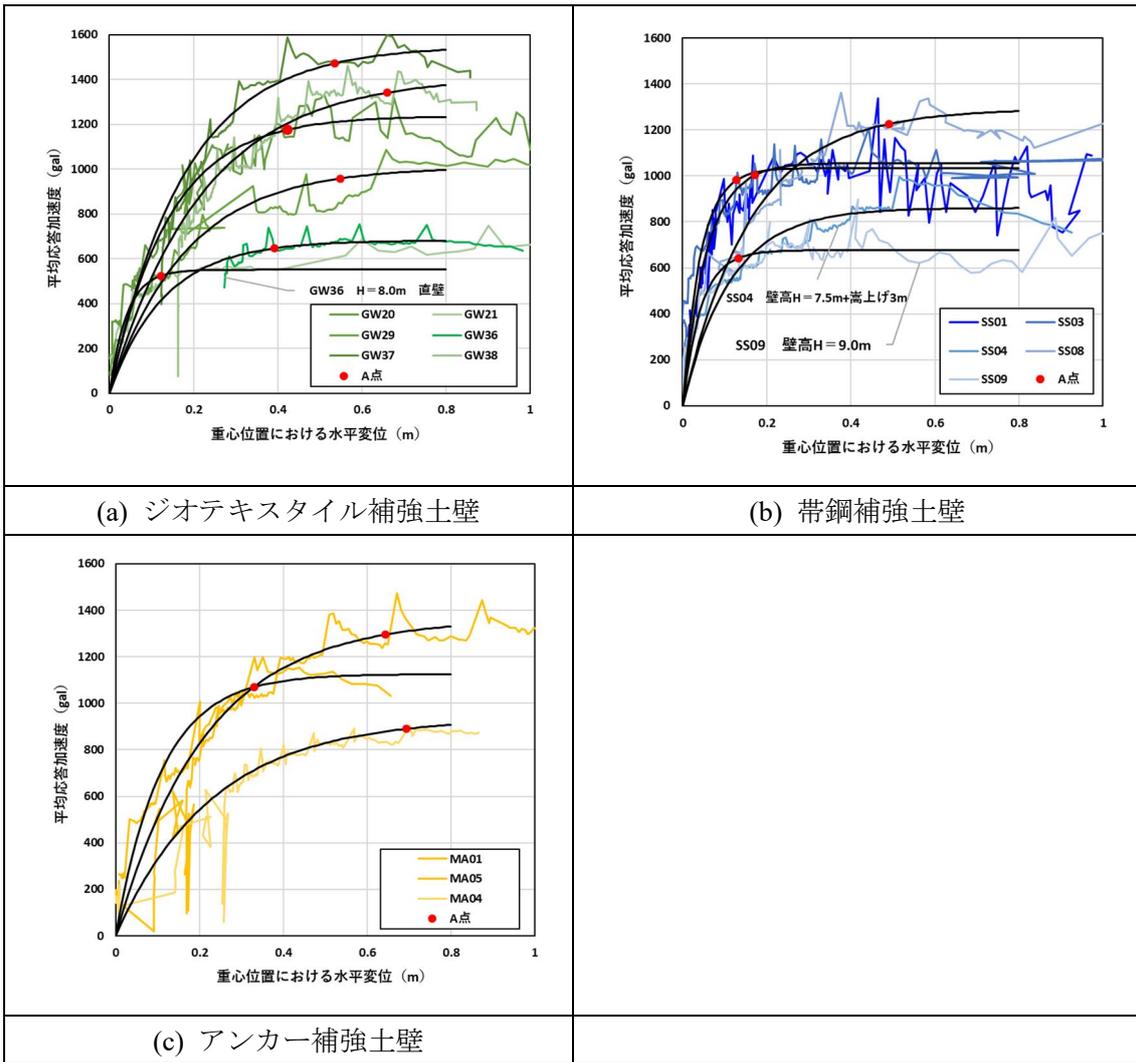


図-2.3.2.10 実験における性能曲線と Weibull 分布曲線により推定した性能曲線の比較

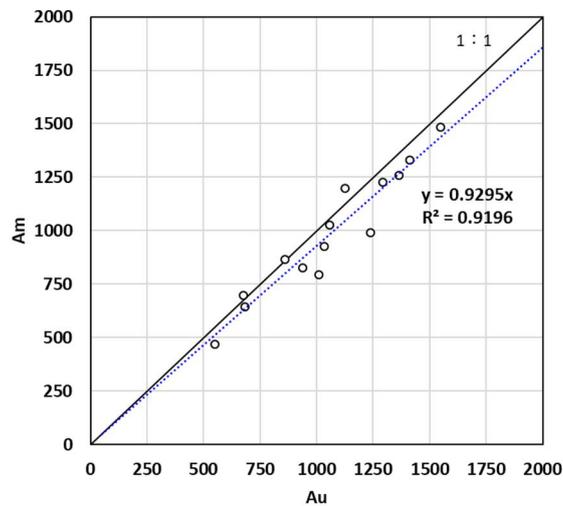
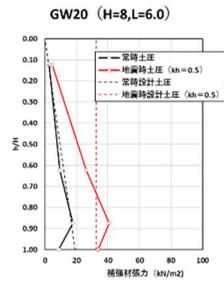


図-2.3.2.11 手動探索により算出した A 点の平均応答加速度 A_m と A_u の関係

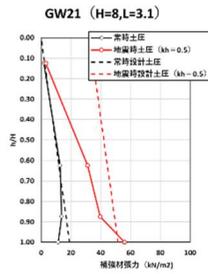
4) 補強材の張力及び疑似土圧係数

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。

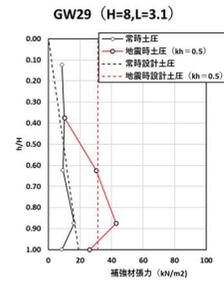
図- 2.3.2.12 に各ケースの補強材張力の深度分布を示す。図において、横軸は各段の補強材における長手方向の張力の最大値を示し、縦軸は天端からの補強材の深さ h を壁高 H で正規化して示している。また、黒は加振前の張力（以下「常時の張力」という。）を、赤は水平震度（設計値は入力地震動の加速度振幅より算出、実験値は平均応答加速度から算出）0.5 の時の応答ピーク時の張力を示しており、それぞれ実線が実験値、破線が設計値である。各工法とも、張力分布は概ね三角形分布となっていることが認められるものの、補強材長や壁高等の条件により補強土壁の安定性に乏しい場合は補強材の張力が設計値に比べ過大になる傾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



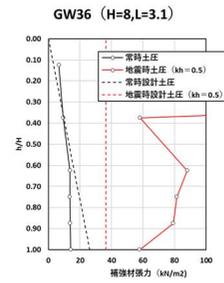
GW20



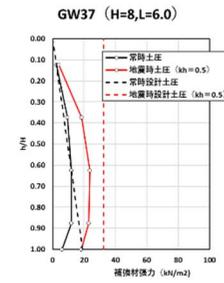
GW21



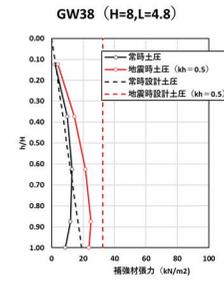
GW29



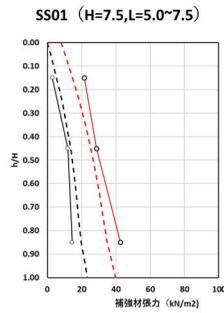
GW36



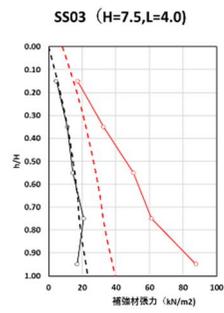
GW37



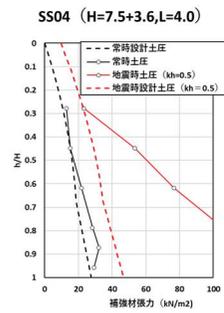
GW38



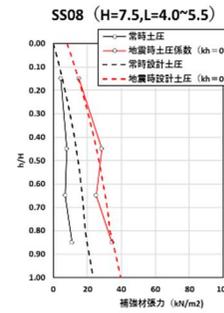
SS01



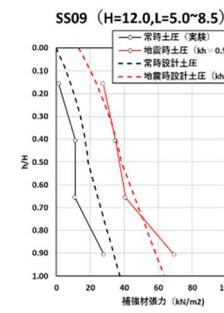
SS03



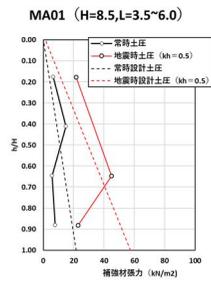
SS04



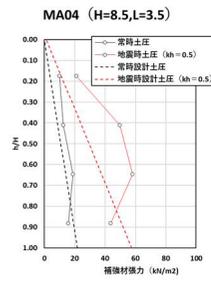
SS08



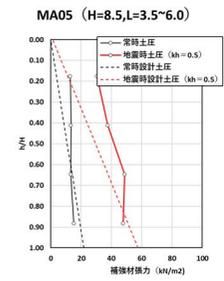
SS09



MA01



MA04



MA05

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、 $L_{ave}/H_a < 0.6$ のプロポーシオ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。

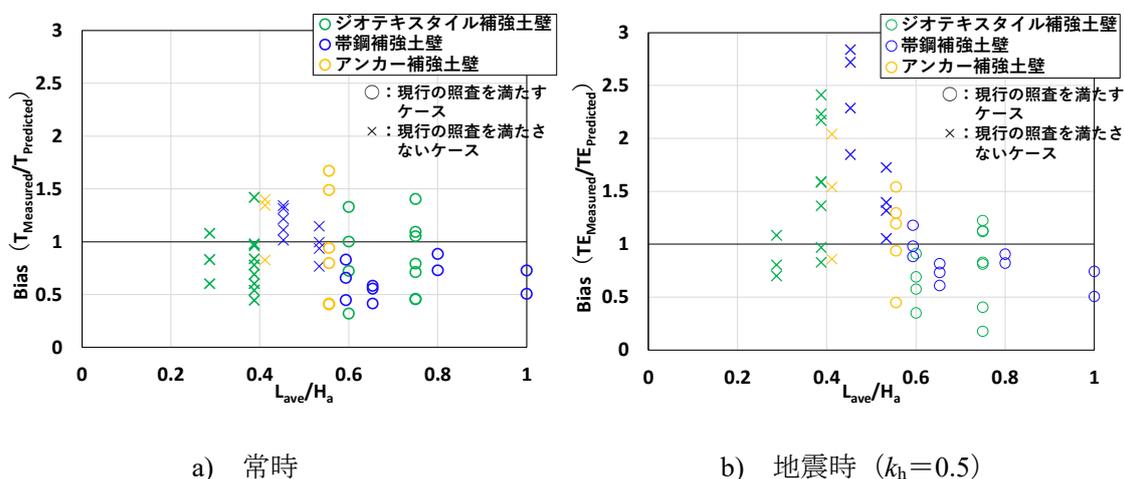


図- 2.3.2.13 補強材張力の設計値 Bias の比較

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されてきた。この考え方に立脚すれば、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）では同箇所には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するに対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。

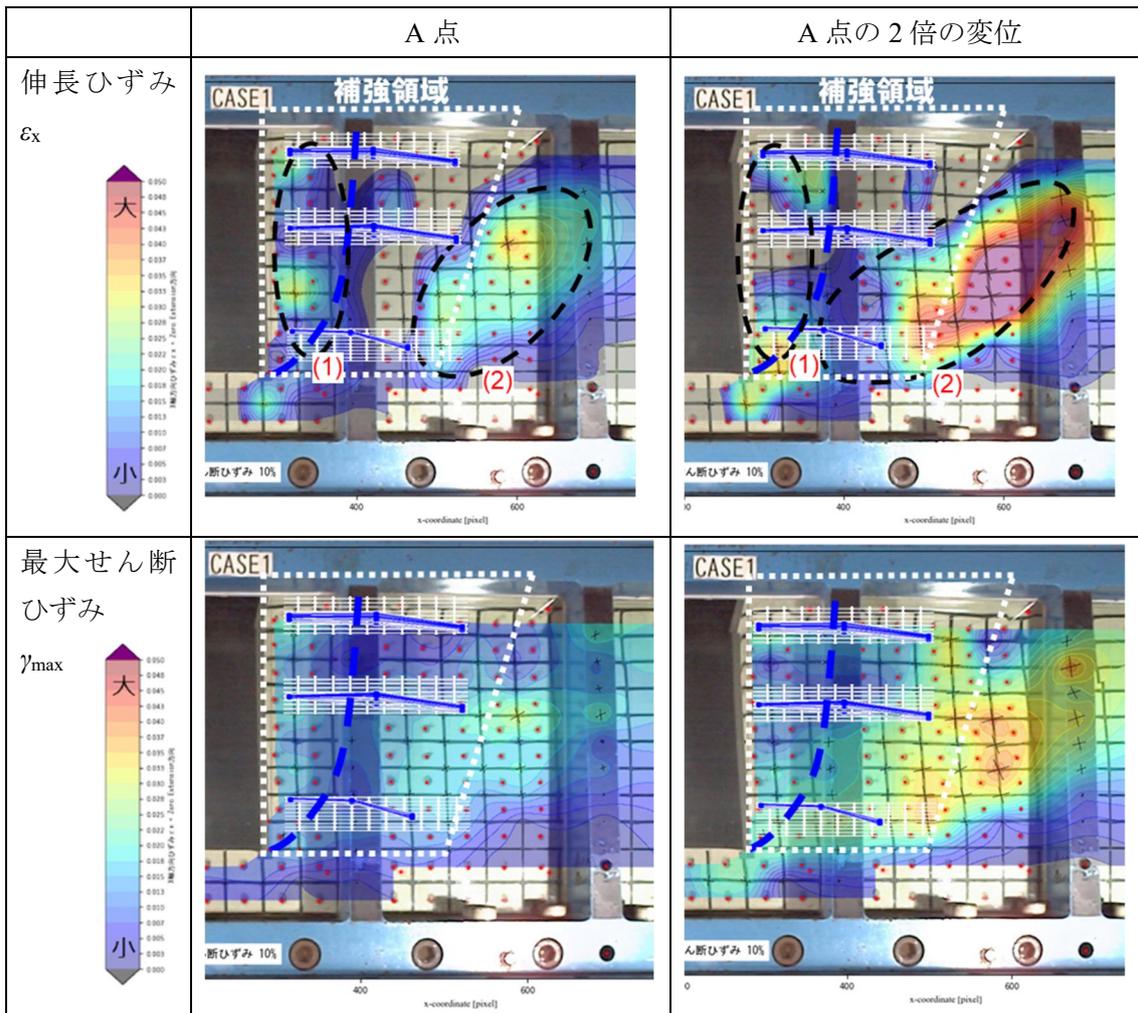


図- 2.3.2.14 補強材が長いケースの伸長ひずみ・最大せん断ひずみ分布の例 (SS01)

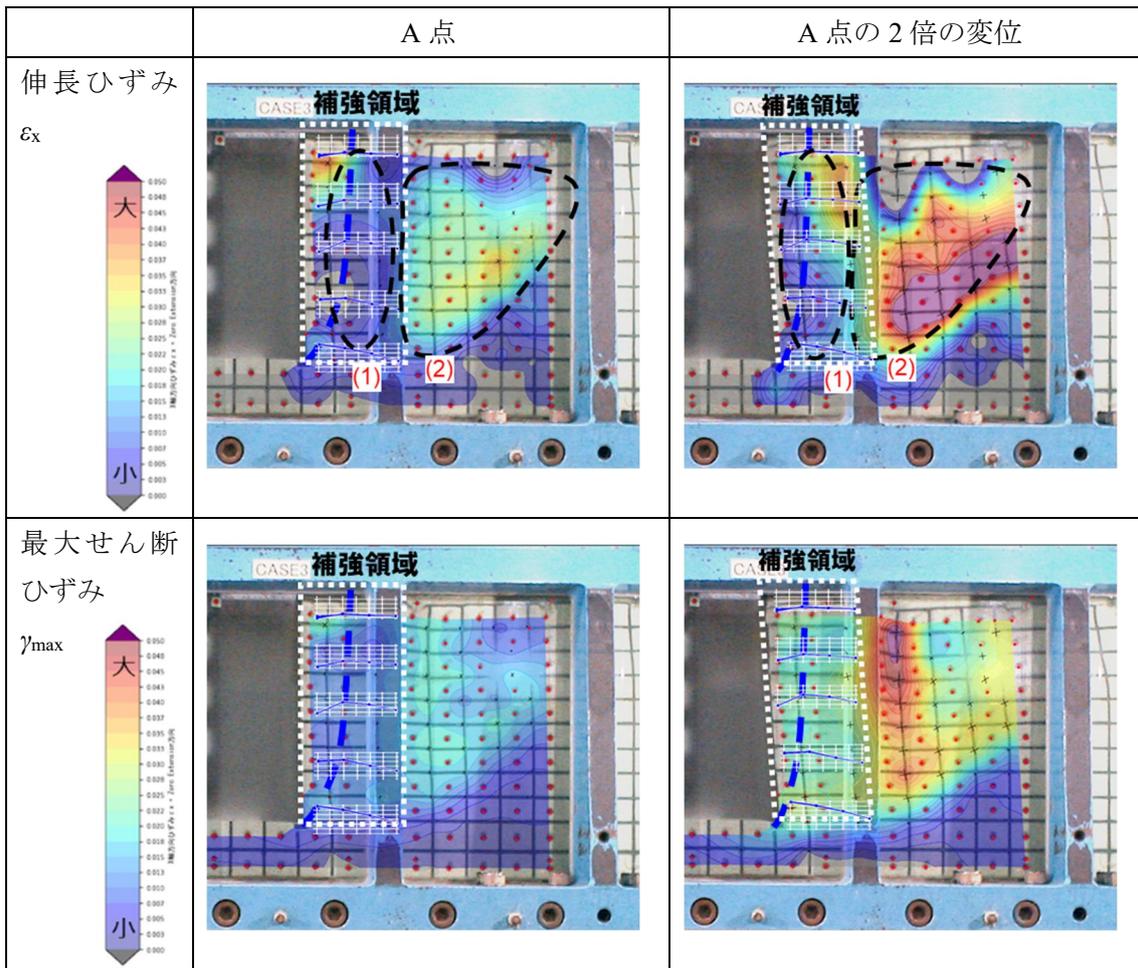


図- 2.3.2.15 補強材が短いケースの伸長ひずみ・最大せん断ひずみ分布の例 (SS03)

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/sec^2 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することに對し、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對し、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。

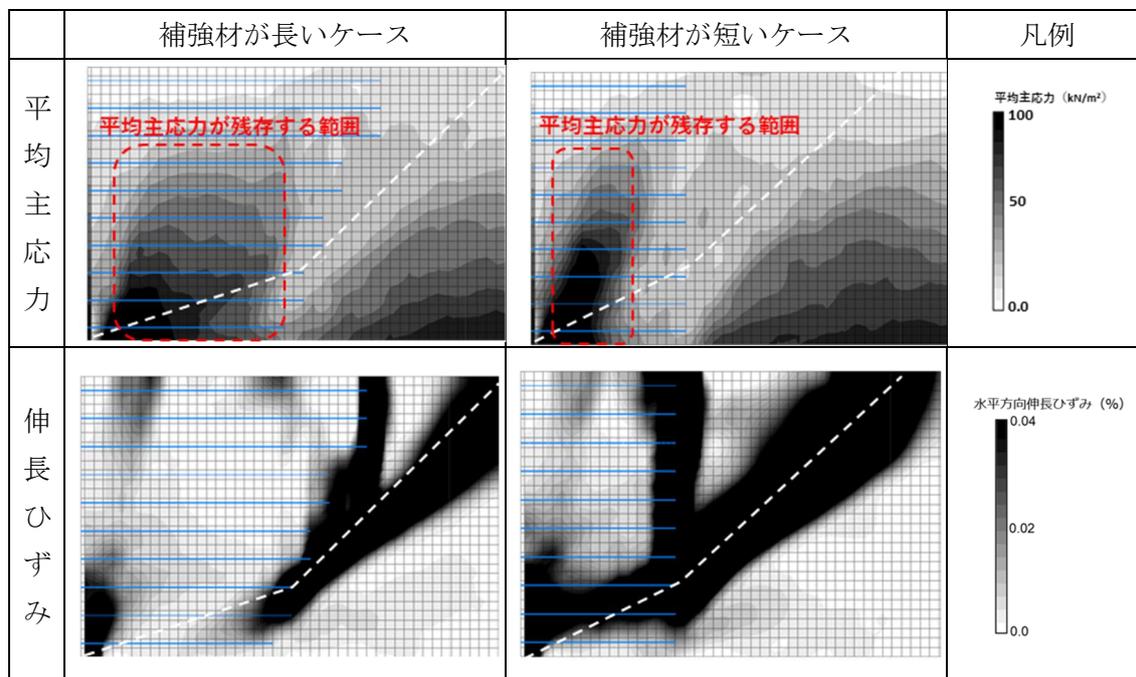


図-2.3.2.16 補強材長が異なる場合の有効拘束圧及び伸長ひずみの分布に関する比較
（白線はすべり面（最大せん断ひずみが卓越する範囲）を示す。）

(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ェレニウス法(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、円弧を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。

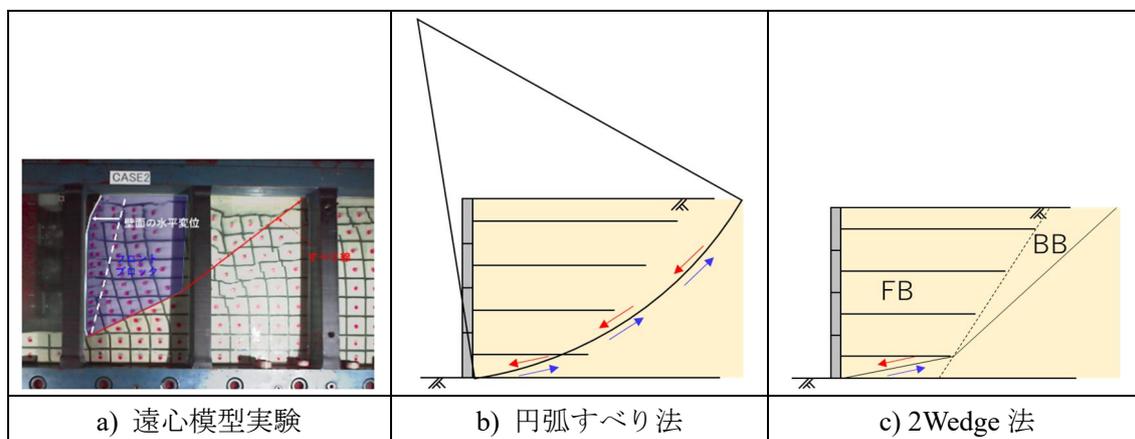


図- 2.3.2.17 すべり安定照査手法の概念図及び遠心模型実験におけるすべり形状

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、それによっ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。

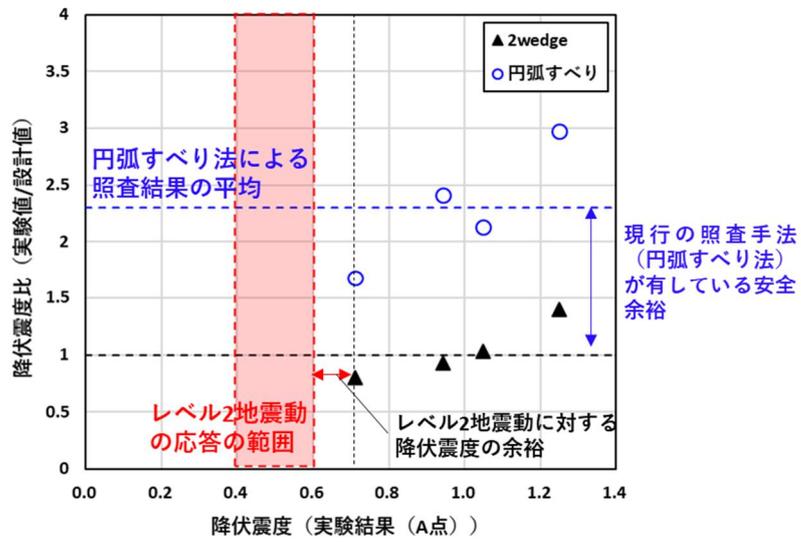


図- 2.3.2.18 遠心模型実験結果と予測結果の比較

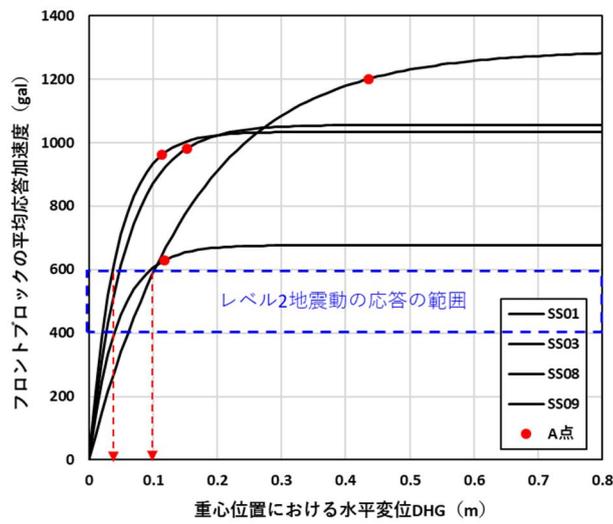


図- 2.3.2.19 検討に用いた 4 ケースの性能曲線と A 点

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载荷が行われている。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。

このことから、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 7.5m
水平変位:約
0.50m



壁高:約 8m
水平変位:
約 1m

(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た張力よりも小さく、対して、補強材長が短い場合は設計で見込んでいた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を、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^{2.3.2-10}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、帯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

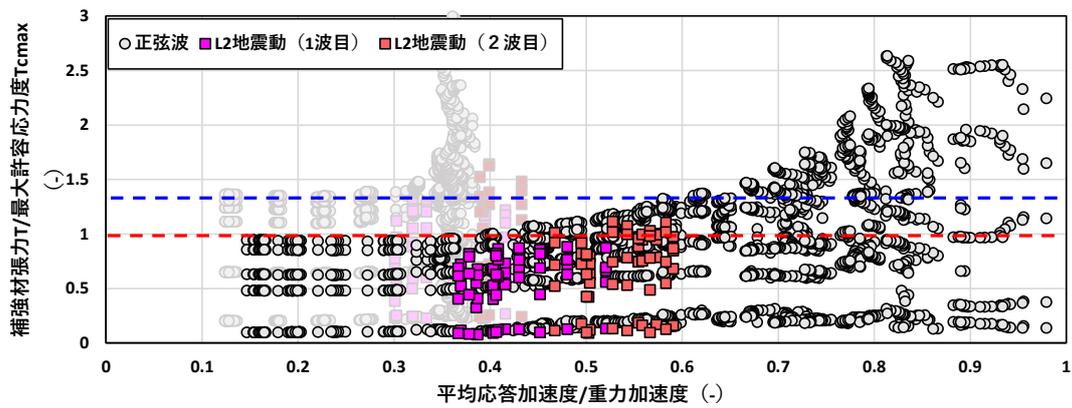
ケース名	工法	L_{ave}/H_a	地震動入力 Step	入力波形	備考	
GW36	ジオテキスタイル補強土壁	0.39	1~3	L1-I	直壁	
GW37		0.60		L2-I-1-2		
GW38		0.75		L2-II-1-1		
SS01	帯鋼補強土壁	0.8		正弦波	※	
MA04	アンカー補強土壁	0.41		(最大振幅 150~1200cm/sec ²)		
MA05		0.56				

※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

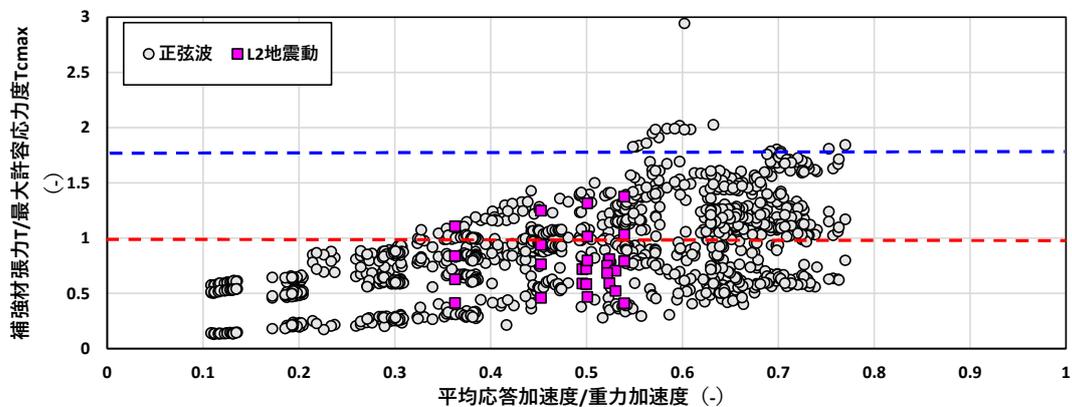
実験で計測されたレベル2地震動入力時の補強材の張力と、現行設計法で設計された補強土壁の補強材の張力の限界値（鋼の場合には許容応力度、降伏強度等）を比較した。ここでは、現行の設計に基づいて仮に設計水平震度 0.2 で補強土壁が設計された条件を想定し、計測された補強材の張力の応答値を許容応力度に相当する設計張力の最大値で除した値（以下、許容応力度比）を縦軸に、計測された平均応答加速度を重力加速度で除した値（以下、単に「水平震度」という。）を横軸にとったものを図-2.3.2.21 に示す。図中のプロットはレベル2地震動を入力した際の応答値を赤色もしくは橙色（レベル2地震動1波目を赤色、レベル2地震動2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。

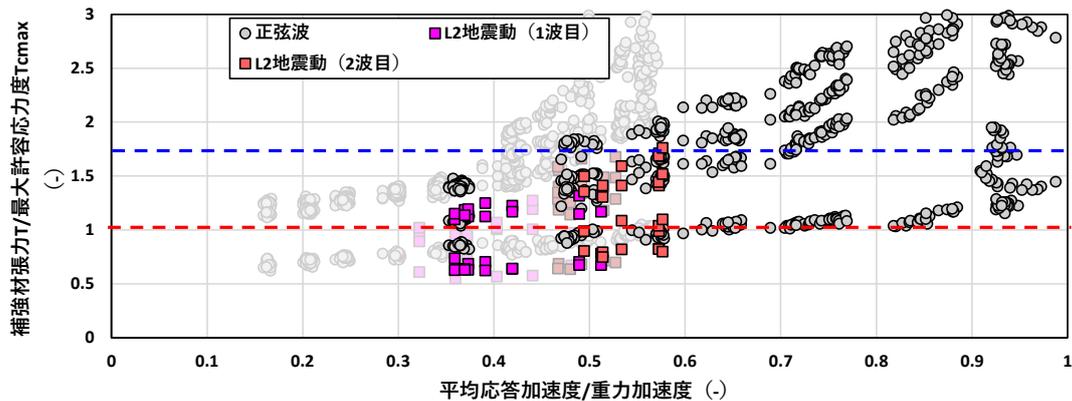
現行設計（水平震度 0.2 程度を作用させた設計）をすることで、レベル2地震動に対して補強材は降伏せずにとどまることが実証された。ただし、レベル2地震動を複数回受ける場合には、地震履歴により盛土材の性状が変化し、補強材の応答が増幅される可能性もあるため留意が必要である。



a) ジオテキスタイル*



b) 帯鋼補強土壁**



c) アンカー補強土壁

※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は、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。

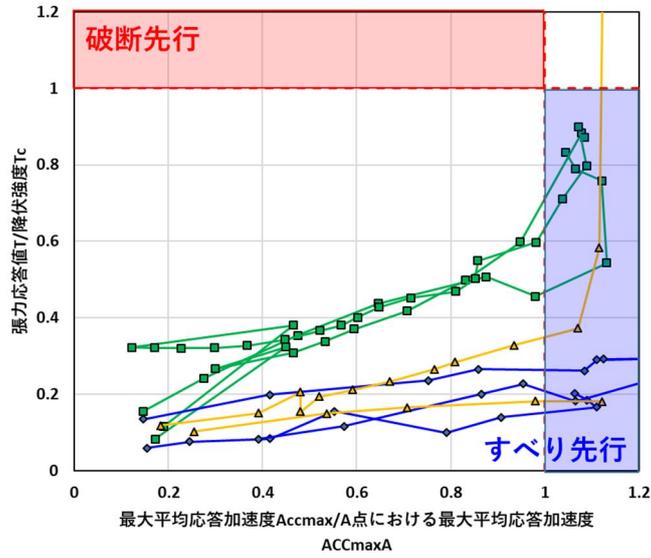
図-2.3.2.22 は、すべりと補強材張力の応答の進展をそれぞれの限界点に対する比で示したものである。図において、横軸は 2.3.2(2)2)に示す各加振ステップのすべり降伏震度比 k_h/k_{hys} を、縦軸は 2.3.2(2)2)に示す各ステップの補強材の降伏強度比 T_{max}/T_y を示している。この図において、横軸が先に 1 に達した場合にはすべり（はじめる状態）が先行したことを、対して縦軸が先に 1 に達した場合には補強材の降伏が先行したことを意味している。図-2.3.2.22a) は、現行の引抜き照査を満足するケースを、b) は現行の引抜き照査を満足しないケースについて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

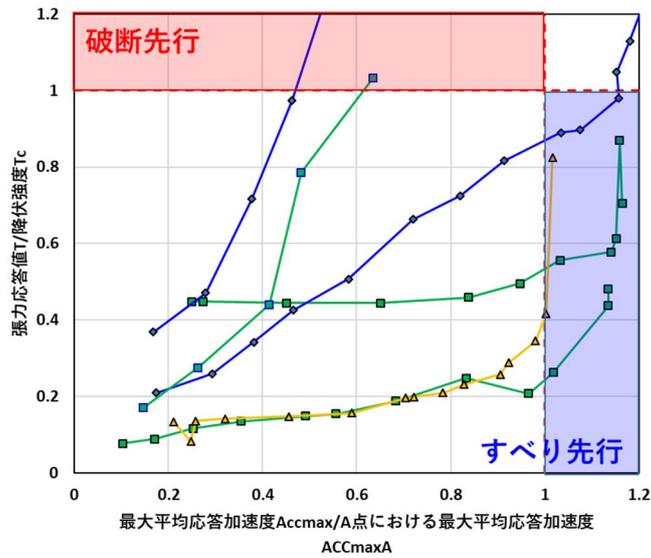
めである。

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オ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は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)1)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。

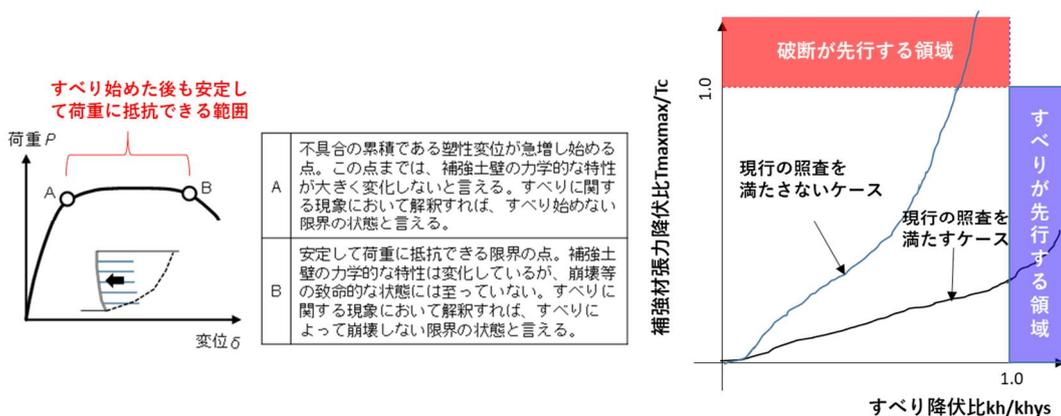


図- 2.3.2.23 補強土壁の安全性に関する概念図

(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「補強領域を通るすべり」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。
- ・ 補強領域を通るすべりについては、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) 間瀬利明, 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