

## 15.2 土工構造物の管理水準を考慮した性能設計に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 23～平 27

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動）

研究担当者：佐々木哲也、石原雅規、梶取真一、荒木裕行

### 【要旨】

土工構造物の要求性能水準を考慮した性能評価手法・設計手法の提案に向けて、補強土壁を対象とした動的遠心模型実験や数値解析による、変形・破壊モードの分析、入力加速度と残留水平変位の関係の分析、さらに動的遠心模型実験結果に基づいた入力加速度と残留水平変位の定式化の試みを行った。その結果、比較的小さな地震外力に対する変形状況は補強材の配置パターンにあまり影響を受けないが、大きな地震外力を受けた場合には補強材の配置や長さによって変形状況が大きく変わること、補強土壁はせん断変形が主たる変形であれば地震外力に対する粘り強さが発揮されることから、主たる変形としてせん断変形は許容するものすべりやこぼれ出しは抑制する必要があることがわかった。また、力加速度と残留水平変位の定式化を試行したところ、すべりが発生する以前の残留水平変位については概算することができた。

キーワード：補強土擁壁、動的遠心模型実験、変形モード、限界水平震度、有限要素解析

### 1. はじめに

道路土工指針類等にて性能設計の枠組みが示されたものの、コンクリート擁壁や補強土擁壁を始めとした土工構造物の修復性等を適切に考慮した具体的な性能評価手法・設計手法は十分には示されていない。

土工構造物においても構造形式によっては修復が容易でないものがある。例えば、適切に施工された補強土壁は一般的に耐震性に優れる一方で、修復が容易ではなく、高さが高いほど、勾配が急なほどその傾向は強まる。このような構造物においては、万一変状が生じた場合の点検方法、補修方法を考慮した設計を行うことが求められる。一方で、管理水準によっては、地震時等に機能に影響する損傷が生じても修復性に優れた構造が適している場合もあると想定される。このため、管理水準に応じて異なる要求性能を満足するか、直接的に評価可能な照査手法が求められる。

これらの状況から、土工構造物の管理水準に応じた要求性能を確保するための限界状態を明らかにし、要求性能水準を考慮した性能評価手法・設計手法の提案することが本研究の目的である。

今年度は、分割壁を有するジオテキスタイル補強土壁<sup>1)</sup>に関して、補強材長さおよび背面土の種類に着目した

動的遠心模型実験を追加実施した。これに伴い、改めて既往の動的遠心模型実験を踏まえた変形・破壊モードの整理を行った。また、補強土壁の水平震度-変位関係の評価の一環として、数値解析による検討を実施した。さらに、補強土壁の水平震度-変位関係の定式化や性能評価をめざし、模型実験に基づいた水平変位の簡易的な推定方法について検討を行った。そして、管理水準に応じた要求性能における限界状態についてまとめた。

### 2. 動的遠心模型実験による地震時挙動の検討

#### 2.1 実験の概要

既往の遠心実験では、補強材の長さは実大換算で3.1mあるいは4.5mとして、高さ方向の補強材の間隔や背面土における地山の有無、基礎地盤、入力波などの実験条件が変更したケースが検討されてきた。

本年度は、補強材長さおよび背面土材料が補強土壁の変形に及ぼす影響について検討を行うため、補強材長さを大きく変更したケース、および背面土の種類を変更したケースについて動的遠心模型実験を実施した。

#### 2.2 実験方法

##### 2.2.1 模型の概要と実験ケース

実験条件については、これまで実施されてきた一連の

表-2.1 実験ケース一覧

	主補強材 (m)	安定補助材 (m)	背面土	基礎地盤
GW20	6.0	1.5	東北硅砂 7号 $D_r=80\%$	東北硅砂 7号 $D_r=100\%$
GW21	2.3	1.5	東北硅砂 7号 $D_r=80\%$	東北硅砂 7号 $D_r=100\%$
GW22	3.1	なし	豊浦砂 $D_r=90\%$	東北硅砂 7号 $D_r=100\%$
GW23	3.1	なし	東北硅砂 5号 $D_r=90\%$	東北硅砂 7号 $D_r=100\%$
GW06 (既往)	3.1	なし	東北硅砂 7号 $D_r=80\%$	東北硅砂 7号 $D_r=100\%$
GW07 (既往)	3.1	1.5	東北硅砂 7号 $D_r=80\%$	東北硅砂 7号 $D_r=100\%$

ジオテキスタイルを用いた補強土壁の動的遠心模型実験<sup>2),3),4)</sup>を踏襲することとし、補強材の長さおよび背面土材料の条件のみ変更した。実験は20Gの遠心場で実施しており、以降で示す値は実大換算した結果である。

実験ケースの一覧を表-2.1に示す。GW20 および GW21 は、既往実験 GW07 を参考に主補強材の長さを変更したケース、GW22 および GW23 は既往実験ケース既往実験 GW06 を参考に背面土の材料を変化させたケースである。

模型の概要を図-2.1に示す。補強土壁の高さは8m、壁面勾配は1:0.22とした。主補強材および安定補助材には高密度ポリエチレン製のジオテキスタイルを用い、分割型壁面工にはL字型アルミ製アングルを用いた。ジオテキスタイルの設計強度は約23kN/mである。

基礎地盤については軽く締固めを行いながら所定の相対密度を満足させるよう作製した。背面土は空中落下法により作製した。基礎地盤および背面土に用いた地盤材料の排水三軸圧縮試験結果を表-2.2および図-2.2に示す。なお、ここで示した $\phi$ は $c$ を0kPaとして評価した結果である。

### 2.2.2 加振方法

加振は2.0Hz20波の正弦波の最大加速度を徐々に増加させるステップ加振を行ったが、途中のステップで地震波としてJMA-kobe (NS成分)の振幅を0.7倍した波形を入力した。用いた入力波形を図-2.3、加振ステップの一覧を表-2.3示す。本年度の実験では、補強土壁が大きく破壊するまで最大加速度を徐々に増加させて加振

を続けた。なお、GW22のstep4以降については、振動台の不調により加速度の制御が行えなかった。

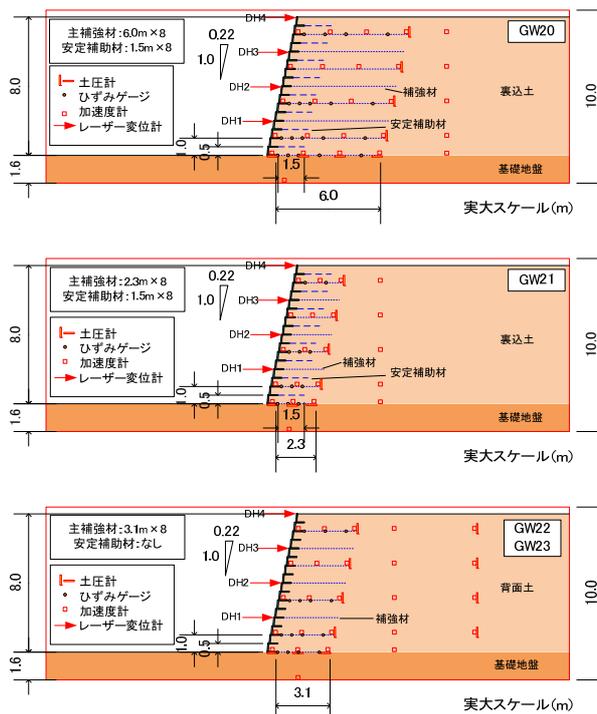


図-2.1 実験模型模式図

表-2.2 地盤材料の試験結果

	東北硅砂 7号	豊浦砂	東北硅砂 5号
$D_r(\%)$	80	90	90
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	14.9	15.8	16.7
$\phi$ (°)	43.1	42.0	41.0

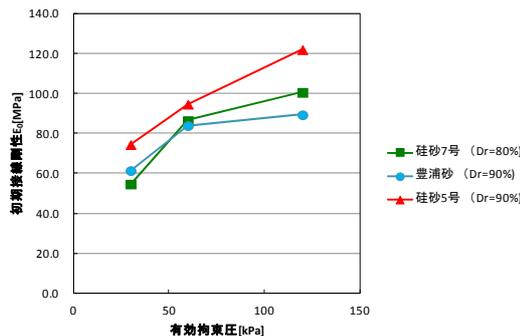


図-2.2 地盤材料の初期接線剛性

## 2.3 実験結果

### 2.3.1 補強土壁の破壊状況

補強領域内に滑り面が形成された加振ステップにおける変形状況を図-2.4に示す。ただし、GW22については前述の通りstep4以降では加速度の制御ができなかった

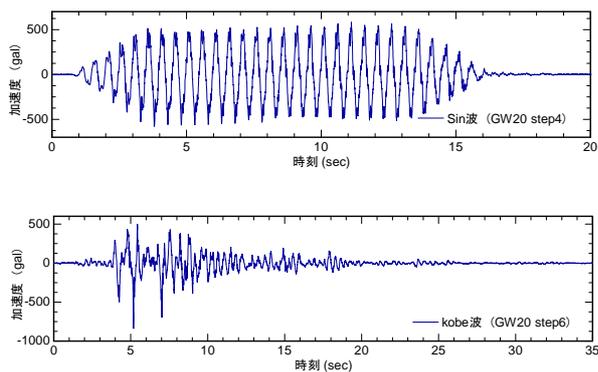


図-2.3 入力波形

ため、参考として示した。

GW20 については補強領域内のすべり面がやや不鮮明であるが、いずれのケースでも高さ G.L.+1.0m における主補強材と基礎地盤との間の盛土内で滑り面が発生した。補強領域内ですべり面が形成されたのは、GW20 が step10 (1177gal)、GW21 が step4 (558gal)、GW23 が step7 (775gal) であった。また、壁面工下部では局部的に基礎地盤が変形している。これは壁面工の底部に応力が集中したことで局所的な支持力破壊が生じた可能性が考えられる。ただし、補強土壁全体の変形を考える上では、変形状況から主たる変形・破壊モードはせん断変形および滑り破壊モードと考えられる。なお、解体時に補強材の状態を確認したところ、補強材の顕著な伸張や破断等は確認できなかった。

2.3.2 入力加速度と残留変位量の関係

壁面工においては、高さ G.L.+2.0m、G.L.+4.0m、G.L.+6.0m、G.L.+8.0m での水平変位をレーザー変位計で計測した。最終ステップ終了後において最大の残留水

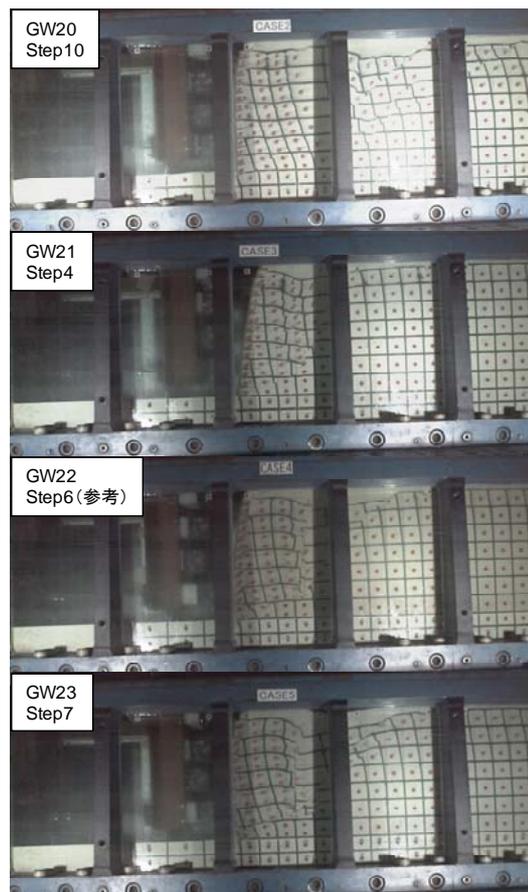


図-2.4 補強領域にすべり面が形成された加振ステップにおける変形状況 (GW22 については参考)

平変位が計測された高さにおける残留水平変位と入力加速度の関係を図-2.5 に示す。なお、ここで示した結果は 2.0Hz20 波の sin 波を用いた加振ステップのみを抽出したものである。

表-2.3 加振ステップの一覧

	加振ステップ									
	Step 1	Step 2	Step 3	Step 4	Step 5	Step 6	Step 7	Step 8	Step 9	Step 10
GW20	Sin 波 126gal	Sin 波 266 gal	Sin 波 387 gal	Sin 波 516 gal	Sin 波 653 gal	Kobe 波 839gal	Sin 波 815 gal	Sin 波 1006 gal	Sin 波 1067 gal	Sin 波 1177 gal
GW21	Sin 波 151gal	Sin 波 271 gal	Sin 波 436 gal	Sin 波 558 gal	Kobe 波 841gal	Sin 波 669 gal	—	—	—	—
GW22	Sin 波 149gal	Sin 波 275 gal	Sin 波 442 gal	不調	不調	不調	—	—	—	—
GW23	Sin 波 204gal	Sin 波 204gal	Sin 波 390 gal	Sin 波 547 gal	Kobe 波 795gal	Sin 波 670 gal	Sin 波 775 gal	—	—	—

上段：入力波の種類，下段：土槽底面で計測した入力加速度 (sin 波は 20 波のピークの平均値，kobe 波は最大加速度)

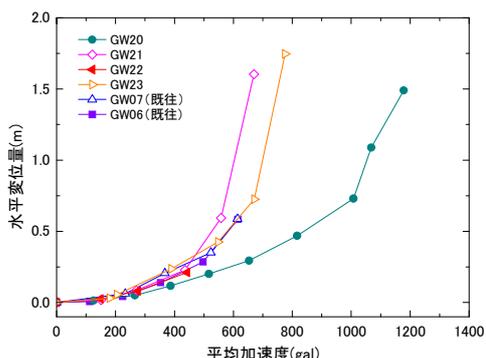


図-2.5 入力加速度と水平変位の関係

補強材の間隔、安定補助材の長さと同条件とし、補強材の長さのみを変えたケースとして GW20、GW21 および GW07 の比較を行う。200gal 程度の入力に対する各ケースの水平変位量はほぼ同じであったが、入力加速度が 400gal 程度よりも大きくなると、GW21、GW07、GW20 の順、すなわち補強材が長くなるほど同程度の入力加速度に対する変位量が小さくなった。

次に、補強材および安定補助材の配置パターンを同じとして背面土を変更した GW22、GW23 および GW06 の比較を行う。GW22 は前述の通り step4 以降の加振が正常に実施できておらず、step3 までの結果を対象とする。なお、step3 の時点ではすべり面の形成や大きな変状は生じていない。3 ケースの入力加速度に対する水平変位の生じ方にはほとんど差異が見られず、ほぼ同じ加速度変位関係を示した。

補強領域内ですべり面が形成されたのは、前述の通り GW20 が step10 (1177gal)、GW21 が step4 (558gal)、GW23 が step7 (775gal) であった。例えば GW21 では、すべり面が生じてからさらに加振を行っている。すべり面が形成された後には水平変位が急増しているものの、step6 においても倒壊までは至っていない。すべり面が形成されると変位が急増するものの、ただちに崩壊に至るわけではなかった。

## 2. 4 実験結果に基づく変形・破壊モードの検討

### 2.4.1 既往実験を踏まえた入力加速度と残留水平変位の関係の整理

過年度の動的遠心模型実験の結果<sup>2)</sup>も踏まえて検討を行う。対象としたのは、本年度実施した GW20~23 の 4 ケースに加えて、補強材の配置パターン、背面地山の形状、加振条件等を変更した GW02~16 の 11 ケースである(表-2.4)。既往ケースでは、補強材の配置パターンや地山形状以外の模型条件については図 2-1 に示した補強土壁模型 GW20 と同様である。ただし、GW15 については基礎地盤の密度は  $D_r=70\%$  である。また、加振は

表-2.4 実験ケースの一覧

Case	主補強材長 $L_1$ 安定補助材長 $L_2$	主補強材数 $N_1$ 安定補助材数 $N_2$	その他条件	加振方法
GW02	$L_1=4.8\text{m}$ , $L_2=1.4\text{m}$	$N_1=8$ , $N_2=8$		A
GW03	$L_1=4.8\text{m}$ , $L_2=0.0\text{m}$	$N_1=8$ , $N_2=0$		A
GW04	$L_1=4.8\text{m}$ , $L_2=1.4\text{m}$	$N_1=5$ , $N_2=11$		A
GW05	$L_1=4.8\text{m}$ , $L_2=0.0\text{m}$	$N_1=5$ , $N_2=0$		A
GW06	$L_1=3.1\text{m}$ , $L_2=0.0\text{m}$	$N_1=8$ , $N_2=0$		B
GW07	$L_1=3.1\text{m}$ , $L_2=1.5\text{m}$	$N_1=8$ , $N_2=8$		B
GW08	$L_1=3.1\text{m}$ , $L_2=1.5\text{m}$	$N_1=8$ , $N_2=8$	基礎地盤前傾斜	B
GW09	$L_1=3.1\text{m}$ , $L_2=1.5\text{m}$	$N_1=8$ , $N_2=8$	上載盛土	B
GW10	$L_1=3.1\text{m}$ , $L_2=1.5\text{m}$	$N_1=8$ , $N_2=8$	地山距離 0.0m	B
GW11	$L_1=3.1\text{m}$ , $L_2=1.5\text{m}$	$N_1=8$ , $N_2=8$	地山緩傾斜	B
GW12	$L_1=3.1\text{m}$ , $L_2=1.5\text{m}$	$N_1=8$ , $N_2=8$	地山距離 8.4m	B
GW13	$L_1=3.1\text{m}$ , $L_2=1.5\text{m}$	$N_1=8$ , $N_2=8$	地山距離 4.5m	B
GW14	$L_1=3.1\text{m}$ , $L_2=1.5\text{m}$	$N_1=8$ , $N_2=8$	地山距離 2.2m	B
GW15	$L_1=3.1\text{m}$ , $L_2=1.5\text{m}$	$N_1=8$ , $N_2=8$	基礎地盤緩	C
GW16	$L_1=3.1\text{m}$ , $L_2=1.5\text{m}$	$N_1=8$ , $N_2=8$		D
GW17	$L_1=3.1\text{m}$ , $L_2=1.5\text{m}$	$N_1=8$ , $N_2=8$	最上層 $L_1=3.8\text{m}$	D
GW18	$L_1=3.1\text{m}$ , $L_2=1.5\text{m}$	$N_1=8$ , $N_2=8$	壁面補剛材	D
GW19	$L_1=3.1\text{m}$ , $L_2=1.5\text{m}$	$N_1=8$ , $N_2=8$	最上層 $L_1=3.8\text{m}$ 、 壁面補剛材	D
GW20	$L_1=6.0\text{m}$ , $L_2=1.5\text{m}$	$N_1=8$ , $N_2=8$		B
GW21	$L_1=2.3\text{m}$ , $L_2=1.5\text{m}$	$N_1=8$ , $N_2=8$		B
GW22	$L_1=6.0\text{m}$ , $L_2=1.5\text{m}$	$N_1=8$ , $N_2=0$	背面土変更	B
GW23	$L_1=2.3\text{m}$ , $L_2=1.5\text{m}$	$N_1=8$ , $N_2=0$	背面土変更	B

2.0Hz20 波の正弦波を用い、最大加速度を 100gal 程度ずつ大きくするステップ加振が基本であるが、最大加速度を一旦小さくした後再び大きくする(加振方法 A)、途中に 1 回ないし 2 回の地震波加振を挟む(加振方法 B)、初回ステップの最大加速度を大きくする(加振方法 C)、地震波を用いたステップ加振を行う(加振方法 D) など細かな条件が異なる。本検討においては、加振方法 A、B および C については正弦波の最大加速度が単調増加するような加振ステップを抽出して整理した。加振は壁面の最大水平変位が 1m 程度に到達した時点、あるいは、1m に到達以前に補強土壁が大きく壊れた時点で終了したが、この終了条件は必ずしも統一されていない。また、最終の加振ステップではレーザー変位計で変位が計測できていないケース(GW05、GW06、GW07、GW08、GW09、GW10)があり、このようなケースでは画像から読取った変位計設置箇所近傍の水平変位を示

した。

ここでは、補強材の長さ、間隔、背面土材料、背面地山、入力波、地山形状の各条件に着目し、入力加速度—水平変位関係に与える影響について検討を行う。図-2.6から図-2.12に入力加速度—水平変位関係を示す。各図に示した入力加速度は土槽底面で計測した値であり、地震波の場合は最大値、正弦波の場合は20波のピーク値の平均値である。

GW07、GW15、GW16はいずれも補強材の配置パターンは同じであり、加振条件が異なるケースである(図-2.6)。まず、2.0Hz20波の正弦波を用いてステップ加振を行ったGW07と第1加振ステップの入力加速度を大きく設定したGW15に着目する。GW15の第1加振ステップの結果はGW07の入力加速度と残留変位の関係上にプロットされた。比較的小さいレベルでの加振履歴は入力加速度と残留変位の関係にそれほど影響を与えず、同じ入力地震動波形を用いた場合の水平変位量は入力加速度に依存すると見なせる。なお、GW15の基礎地盤は他ケースと異なり基礎地盤の $D_r$ が70%であるが、第1加振ステップでは基礎地盤に変状は生じておらず、当該ステップの結果に対する基礎地盤の密度の影響は小さいものと考えられる。一方、GW16はkobe波を用いたステップ加振である。正弦波を用いたステップ加振と比較して水平変位の生じ方は極めて小さく、正弦波を用いたステップ加振は補強土壁に対して厳しい条件であるといえる。

次に、主補強材の長さを変えたケースである(図-2.7および図-2.8)。安定補助材の無いケースでは補強材長さが3.1mおよび4.8m、安定補助材のあるケースでは補強材長さが2.3m、3.1m、4.8m、6.0mである。入力加速度が400gal程度以下であれば水平変位の生じ方は主補強材の長さによらずほぼ同じである。しかし、400gal程度以上の入力加速度を受けると、主補強材が短いほど変位が生じやすくなる。つまり、小さな加振に対する変形の生じ方は補強材を大きく変更してもほとんど影響を受けないが、比較的大きな入力加速度を受けた場合の変形量は補強材長さに影響を受けるといえる。

次に、主補強材の間隔を変えたケースについて検討する(図2-9)。GW03およびGW05は、いずれも主補強材が4.8mで安定補助材が無いケースであり、GW03は補強材の間隔を1.0m、GW05は補強材間隔を2.0mとした。GW05はGW03と比較して360gal程度の入力時に既にやや大きな水平変位が生じており、さらに520galの加速度を受けた時点で壁面工がずれて土のこぼれ出し

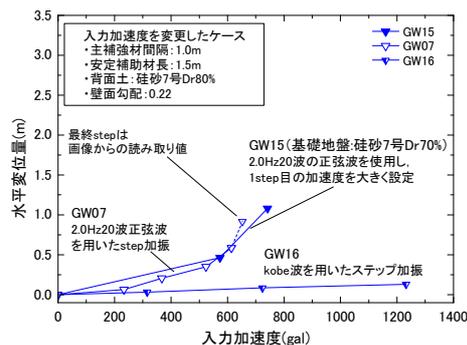


図-2.6 加振条件を変更したケースの比較

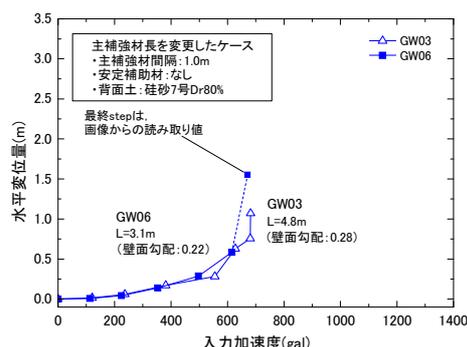


図-2.7 主補強材の長さを変更したケースの比較 (安定補助材無し)

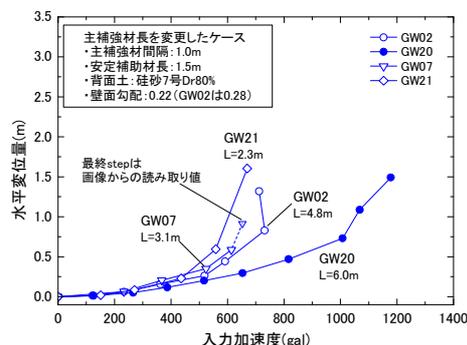


図-2.8 主補強材の長さを変更したケースの比較 (安定補助材あり)

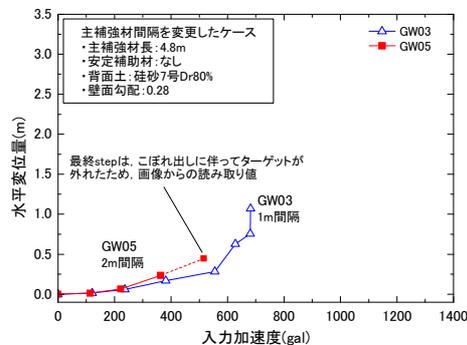


図-2.9 主補強材の間隔を変更したケースの比較

が生じた。こぼれ出しが生じると補強土壁全体の崩壊につながる他、補強土壁の場合は背面土を改めて投入するような補修が難しいことから、このような破壊の発生は抑制する必要がある。

背面土を変更した GW06、GW22、GW23 では、前述した通り、入力加速度に対する水平変位の生じ方にはほとんど差異が見られなかった(図 2-10)。ただし、補強領域内にすべり面が形成されたのは GW06 が 670gal、GW23 が 775 gal の入力加速度を受けた時点であり、すべり面が形成されたタイミングについてはやや差異がみられた。実験で用いた背面土はいずれも  $\phi$  が  $40^\circ$  程度、同じ拘束圧における初期剛性の差異は 20MPa 程度であった。背面土の影響を十分に把握するためには、強度・変形特性がさらに大きく異なる材料を用いた実験が必要と考えられる。

GW10~14 は、補強材の配置パターンなどは GW07 と同じとし、背面地盤に地山が存在するケースである(図 2-11)。400gal 程度の入力加速度に対する水平変位量は、地山の有無にあまり影響を受けないが、それ以上の入力加速度を受けると地山が存在するケースの方が大きな変位が生じる傾向にあった。

GW08 は基礎地盤前面が勾配 1 : 2 の斜面となっているケース、GW09 は高さ 2m の上載盛土を有するケースであり、補強材の配置パターンは GW07 と同じである(図 2-12)。GW08 の変位の発生傾向は、入力加速度 500gal 程度以下では GW07 と概ね同じであったが、500gal を超えると変位が急増した。GW07 では 652gal の最終ステップでもすべり面は形成されなかったが、GW08 では 664gal の入力を受けた時点で背後地盤から基礎地盤にかけてすべり面が発生するとともに支持力破壊が生じており、変位の急増は支持力破壊の影響と考えられる。GW09 では、比較的小さい入力加速度 370gal 程度から水平変位量が GW07 よりやや大きめであった。659gal の入力ではすべり面が形成されており、変位が急増はすべり面の形成によるものと考えられる。

#### 2.4.2 変形モードの分析

加振によって生じた水平変位について、せん断、伸張、滑りのモードに分けることで分析を行った。分析の概要を図 2-13 に示す。加振の前後で撮影した写真を基に、補強領域内の 2 列の標点(図 2-13 の赤棒)の座標を画像解析で求め、標点 1 段毎のせん断ひずみ、伸張ひずみを計算した。せん断ひずみによる水平変位はせん断ひずみに各段の高さを乗じることで、伸張変形による水平変位は伸張ひずみに補強材の長さを乗じることで算出した。

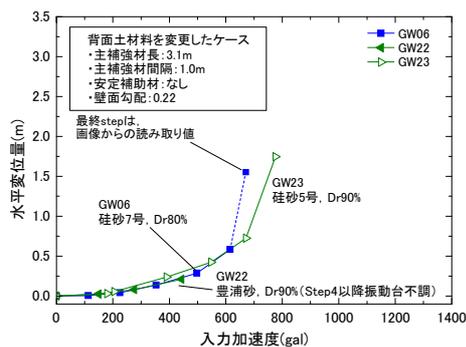


図 2-10 背面土材料を変更したケースの比較

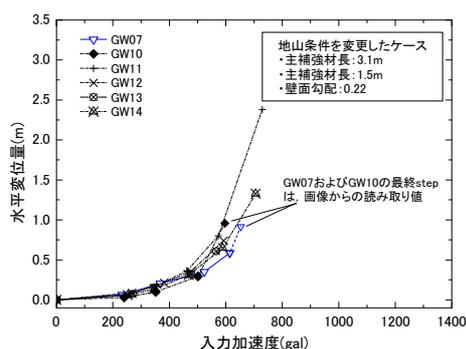


図 2-11 地山条件を変更したケースの比較

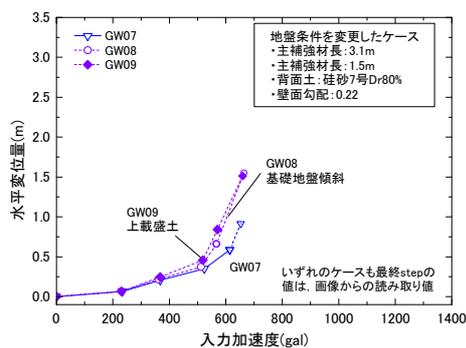


図 2-12 地盤条件を変更したケースの比較

また、補強領域内における対象標点間を分断するようなすべり面が形成された場合には、メッシュのずれ等からすべりによる水平変位を画像解析から求めた。なお、すべりの形成はせん断変形が局所化したものであるが、本検討では分離して検討を行った。せん断、伸張、すべりの各モードによる水平変位量は、最終加振ステップの残留水平変位量が最大となる高さにおいて、ステップ毎に整理した。

本検討では、既往の補強土壁の遠心実験の結果も踏まえて検討した。対象としたのは、前述した GW20~23 の 4 ケースに加えて、補強材の配置パターン、背面地山の形状等を変更した GW02~GW19 の 18 ケース(表 2-4)を追加した全 22 ケースである。

せん断変形による水平変位量と伸張変形による水平変位量の関係を図-2.14 に示す。せん断変形による水平変位量と伸張変形による水平変位量を比較するとせん断変形による水平変位量が大きく、伸張変形による水平変位量はせん断変形による変位量の15%程度であった。

せん断変形による水平変位量とすべりによる水平変位量の関係を図-2.15 に示す。せん断変形が1.5m 近くまで生じた場合であってもすべりによる水平変位が生じない場合もあるが、すべりが発生するのはせん断変形による水平変位が0.7m 以上生じた場合であった。これは、水平変位が壁高に対して約10%生じた状態に相当する。また、すべりによる水平変位は一度の加振で0.5m 程度生じることがあり、すべりが発生すると壁面の水平変位が急増するといえる。

なお、すべりの形成は補強材の配置パターンのみならず背面土の強度特性にも影響を受けると考えられる。現時点で行った実験で用いた背面土は比較的強度・変形特性の近い材料であり、図-2.10 の通り背面土の違いが補強土壁の変形の生じ方に与える影響は小さかったと考えられるが、背面土の強度・変形特性が大きく異なる補強土壁の場合、すべりの発生するタイミングは変化する可能性がある。

実際に壁面で計測された水平変位量と画像解析から求めた水平変位の関係を図-2.16 に示す。ここでは、画像解析から求めた水平変位として、①せん断変形、伸張変形およびすべりによる水平変位の合計値、②せん断変形およびすべりによる水平変位の合計値、さらに③せん断変形のみによる水平変位量と実測の変位量との関係について検討する。変位量が0.5m 程度以下であれば、①～③の値についても実測の変位量と概ね一致する。しかし、水平変位が大きくなると、②せん断変形とすべりによる水平変位量よりも、①せん断、伸張およびすべりの全てのモードによる水平変位の合計値の方がやや過大に評価される傾向がある。

本分析では、図-2.13 に示したような補強領域内の2列の標点間の伸張ひずみを補強領域全体の代表値としている。つまり、任意の高さにおける伸張ひずみは補強領域内で一様と仮定して計算しており、対象としている標点近傍の伸張ひずみが比較的大きい値を示すような場合には伸張変形による水平変位量を過大にやや評価している可能性がある。一方、③せん断変形による水平変位量と実測値の関係は、全体的には実測値と比較的よく一致するものの、変位が1.0m を超えるようなケースでは、実際の変位量よりもかなり過小に評価している結果も認

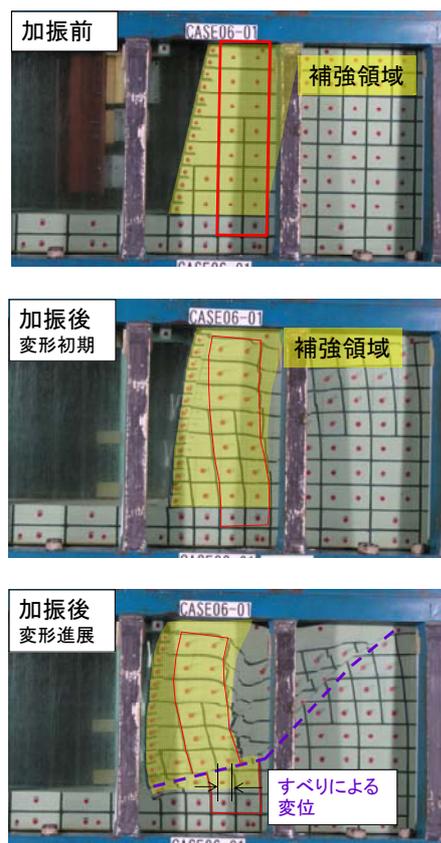


図-2.13 変形モードの分析の概要図

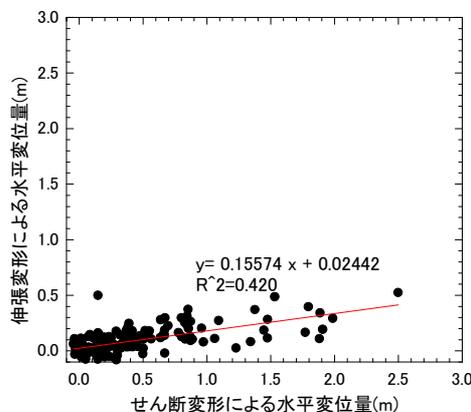


図-2.14 せん断変形と伸張変形による水平変位量

められる。大きな水平変位が生じている場合、すべりの発生に起因する水平変位量も大きいことから、すべりを除外すると変位を過小評価することになる。

以上の分析より、補強土壁の主たる変形モードはせん断変形であり、入力加速度のレベルが大きくなると補強材の配置パターンによってはすべり面が形成され、変形が急速に進行する。したがって、後述するような道路として適用する場合の要求性能に応じた設計においては、すべり面の形成あるいはすべり面による水平変位量を抑

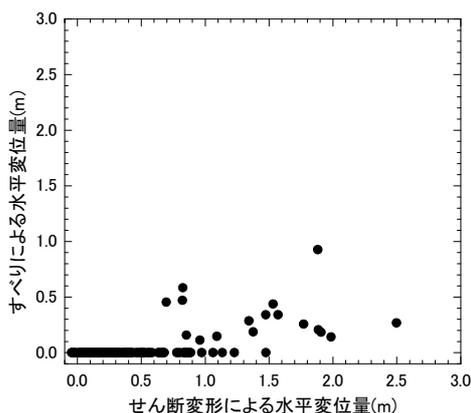


図-2.15 せん断変形とすべりによる水平変位量

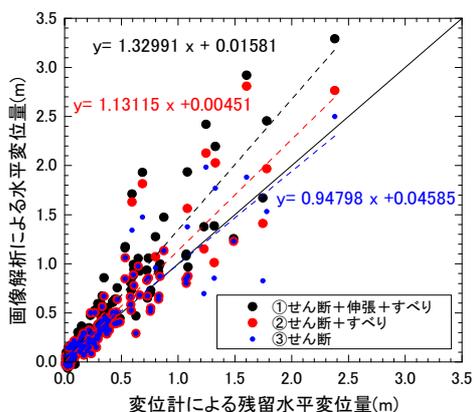


図-2.16 実測および画像解析による水平変位量

制する必要があるといえる。

## 2.4 検討のまとめ

ジオテキスタイルの動的遠心模型実験で得られた補強土壁の変形・破壊モードをまとめると以下の通りである。

- 比較的小さな外力に対する変形に対しては、補強材長さを大きく変更しても大差はないが、比較的大きな外力に対する変形量は補強材長さに影響を受け、補強材長さが長いほど変形しにくくなる。
- こぼれ出しが生じると補強土壁全体の崩壊につながる他、修復性も著しく低下すると考えられることから、このような破壊の発生は抑制する必要がある。
- 補強土壁の変形モードはせん断変形が卓越し、すべり面が形成されると壁面の変位が急増することから、道路として適用する場合の要求性能に応じた設計では、すべり面の形成あるいはすべり面による水平変位量を抑制する必要がある。
- 背面土の違いが補強土壁の入力加速度と変位の関係に与える影響は小さかったが、用いた背面土の強度・変形特性の差異がそれほど大きくなかったこと

表-3.1 解析ケース一覧

Case	主補強材	安定補助材
GW00	なし	なし
GW06	3.1m×8本	なし
GW07	3.1m×8本	1.5m×8本
GW20	6.0m×8本	1.5m×8本
GW21	2.3m×8本	1.5m×8本

が一因の可能性はある。

## 3. 数値解析による応力・ひずみ分布と水平震度と壁面変位に関する検討

### 3.1 検討の概要

補強材による補強効果は、土と補強材の相互作用による補強領域の一体化効果としてとらえられており<sup>1)</sup>、これには補強材に生じる引張力による効果や拘束効果に関与していると考えられている<sup>2)</sup>。本検討では、模型実験で評価できない補強土内の応力とひずみの状態を把握するため、有限要素法による2次元変形解析を実施した。

解析対象としたのは、前述したジオテキスタイルを用いた補強土壁の動的遠心模型実験である。解析では、地震外力を受けていない常時における応力分布およびひずみ分布の検討を行うのみならず、静的に水平加速度を与えた際の変形および応力状態について検討を行った。

### 3.2 解析方法

#### 3.2.1 解析ケースと解析モデル

本解析で対象とするのは、動的遠心模型実験 GW06、GW07、GW20 および GW21 である。GW06 および GW07 は安定補助材の有無、GW07、GW20 および GW21 は主補強材長さの違いについて着目した検討を行う。解析ケースの一覧を表-3.1に示す。

代表例としてGW07の解析メッシュを図-3.1に示す。解析メッシュの両端は水平方向固定、下端は固定とし、補強土壁の壁面については拘束を行っていない。

背面土については応力ひずみ関係の非線形性と拘束圧による剛性変化の影響を考慮できる非線形弾性体 (Duncan - Chang モデル) を用いた。初期弾性係数  $E$  および接線弾性係数  $E_t$  は次式で表される。

$$E_t = K \cdot P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad \text{式-3.1}$$

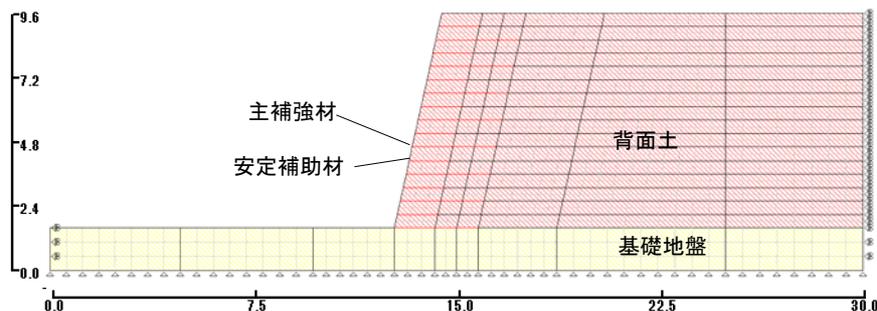


図-3.1 解析メッシュの例 (GW07)

表-3.2 材料定数

	材料	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	弾性係数 $E$ (MPa)	$n$	$K$	$c$ (kPa)	$\phi$ (°)	ポアソン比	$R_f$	引張剛性 $EA$ (kN/m)
裏込土	東北硅砂7号 ( $D_r=80\%$ )	14.9		0.439	977	0.00	43.1	0.33	1.00	—
基礎地盤	東北硅砂7号 ( $D_r \approx 100\%$ )	15.7	100	—	—	—	—	—	—	—
補強材 安定補助材	ジオグリッド	0.0	—	—	—	—	—	—	—	4800

$$E_t = \left\{ 1 - \frac{R_f(1 - \sin \phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cdot c \cdot \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right\} \cdot E_i \quad \text{式-3.2}$$

ここに、 $K$ は初期弾性係数を定義する定数、 $n$ は弾性係数の拘束圧依存性を表す定数、 $c$ は粘着力、 $\phi$ は内部摩擦角、 $R_f$ は破壊比、 $\sigma_1$ は最大主応力、 $\sigma_3$ は最小主応力、 $P_a$ は大気圧 (=100kPa) である。

基礎地盤については線形弾性体でモデル化を行った。背面土および基礎地盤の構成要素は四節点平面要素である。

裏込土と基礎地盤には、それぞれ相対密度が80%および100%の東北硅砂7号を想定し、三軸圧縮試験結果に基づいて各材料定数を設定した。設定した材料定数を表-3.2に示す。なお、基礎地盤の $E$ は拘束圧120kPaにおける初期弾性係数に基づいて設定した。

主補強材および安定補助材については曲げ剛性が無視できるため、弾性体の棒要素でモデル化を行った。引張剛性 $EA$ については、遠心模型実験で用いたジオテキスタイルの引張試験を実施し、実大スケールに換算した値を設定した。

### 3.2.2 解析ステップ

解析は初期応力解析と、地震外力に相当する水平加速度を載荷する静的変形解析で構成される。初期応力解析では、背面土および補強材を高さ1mピッチ毎に盛り立

てるようなステップ解析を行った。また、静的変形解析では、一律の水平加速度を解析モデル全体に載荷することで実施した。

## 3.3 解析結果

### 3.3.1 応力とひずみの分布

始めに、無対策のGW00における背面盛土の盛り立て時の壁面荷変位について図-3.2に示す。解析では、高さ1.0m毎に盛り立てを行い、水平変位量は高さ0.25m間隔で評価した。G.L.は高さ1.6mにあり、水平変位量は右方向を正としている。高さ6.0mまで盛り立てた場合には、壁面ははらみ出すように変形したが、壁高が7.0m以上となると壁面の変位分布が不連続的となった。壁高が8.0mとなった状態での最大せん断ひずみ分布を図-3.3に示す。法尻から背面地盤にかけてせん断ひずみの局所化が確認できる。壁高が7.0m以上となった時点で局所化が進行したと見られるが、これはあくまで解析上の結果であり、実際にはさらに早い時点で崩壊しているものと考えられる。

初期応力解析終了時におけるGW06、GW07、GW20、GW21の最小主応力分布を図-3.4に示す。

GW06では壁面近傍の主補強材付近では最小主応力の上昇が確認できた。また、主として補強土壁の下半分においては、壁面から背面方向に3.1m付近まで補強領域内で最小主応力の上昇が確認できる。ただし、壁面近

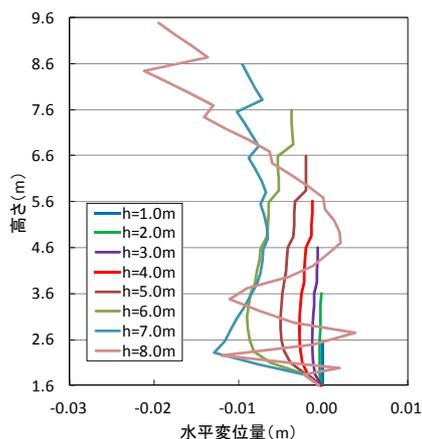


図-3.2 壁面の水平変位 (GW00)

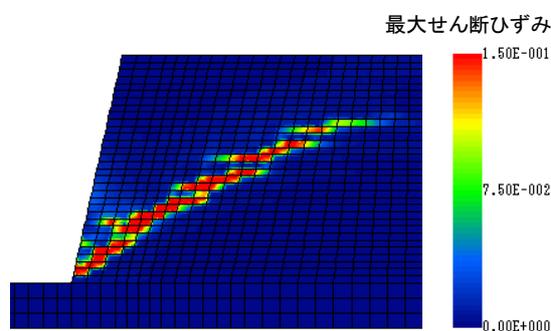


図-3.3 最大せん断ひずみ分布 (GW00)

傍の主補強材がない領域では最小主応力が 0kPa 近くまで低下している。

主補強材と主補強材の間に安定補助材を設置した GW07 においては、壁面近傍の主補強材のみならず安定補助材付近でも最小主応力が上昇していることが確認できる。この結果として、壁面近傍で最小主応力が 0kPa 近くまで低下している領域は、補強材と安定補助材の間のごく限られた領域に限定されている。また、壁面から背面方向に 3.1m 付近までの補強領域内では最小主応力の増加が認められるが、安定補助材が設置されている壁面から 1.5m 付近までの領域では、安定補助材のない GW06 よりも顕著な最小主応力の増加が認められる。

GW20 および GW21 においても、壁面近傍における応力レベルの低下領域や、補強領域内の最小主応力の増加領域の形成は GW07 と同様の傾向を示した。

以上の結果より、補強領域では補強材の導入によって拘束圧が増加すること、主補強材や安定補助材の設置間隔が密な領域では拘束圧の増加程度が高まること、安定補助材がなく補強材間の間隔が広がる壁面近傍では拘束圧が増加しないことがわかる。

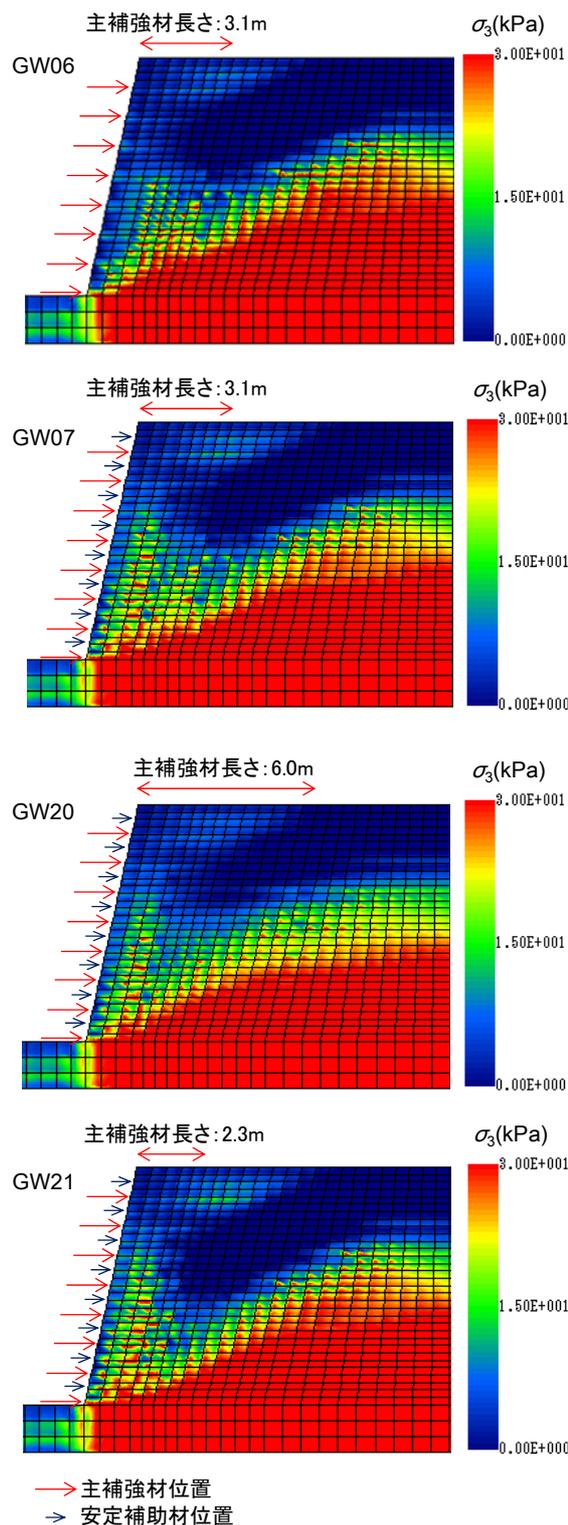


図-3.4 初期応力解析終了時の最小主応力分布図

次に、初期応力解析終了時における最大せん断ひずみ分布を図-3.5 に示す。

GW06 では補強領域内に最大せん断ひずみが 7.5%程度まで増加している領域が存在するほか、主補強材周辺

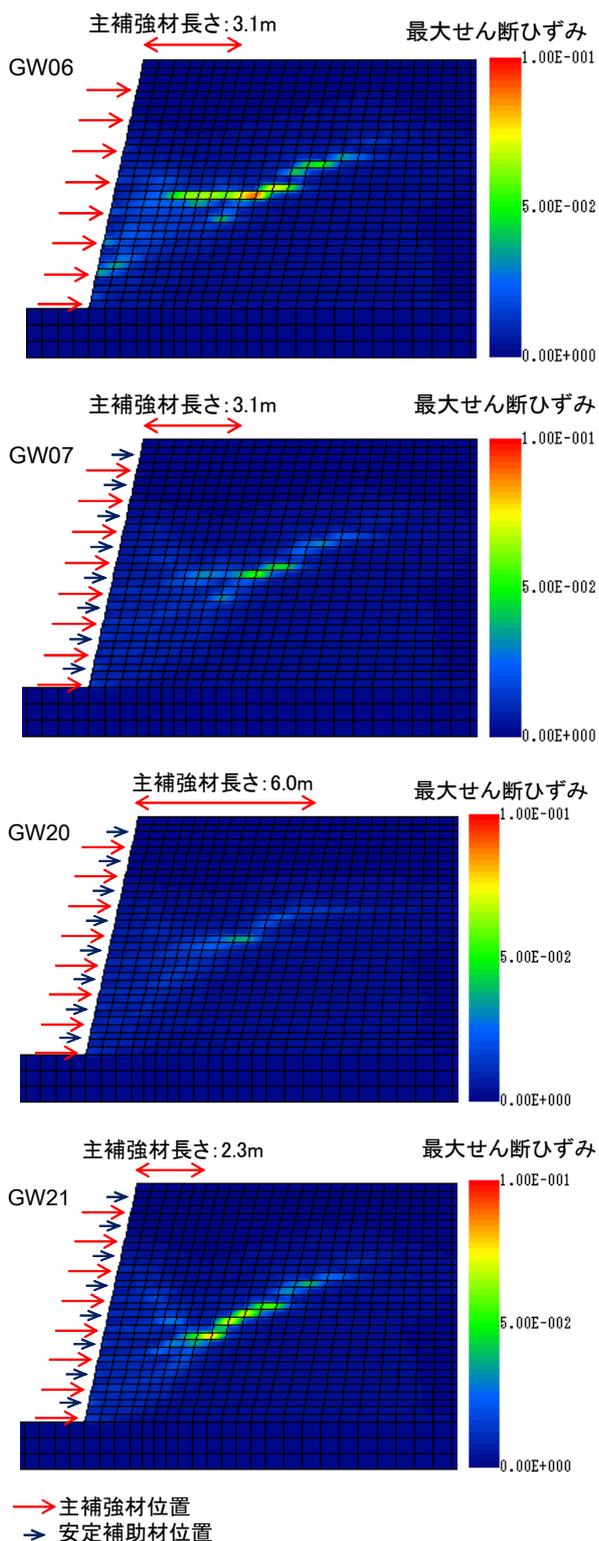


図-3.5 初期応力解析終了時の最大せん断ひずみ分布  
図

でも最大せん断ひずみが増加していることが確認できる。GW00 と比較すると最大せん断ひずみの値は大幅に低減されており、補強材の効果が表れているといえる。一

方、GW07 では GW06 と比較して最大せん断ひずみの値は低下した。GW07 では安定補助材周辺でも応力レベルが増加しており、GW06 と比較して補強領域内の平均主応力の増加とせん断応力が均質化されたことで、最大せん断ひずみの抑制につながった可能性がある。

主補強材長さの異なる、GW07、GW20 および GW21 の最大せん断ひずみ分布を比較すると、主補強材の長さが長くなり、補強領域の幅が広がるほど、背面土内で生じる最大せん断ひずみは低下している。

以上より、主補強材の長さが長くなるほど、また補強材間隔が密になるほど、補強領域内の拘束圧が増加し、最大せん断ひずみの発生も抑制されるといえる。

### 3.3.2 水平震度と壁面変位の関係

水平加速度を載荷した場合の壁面の水平変位について検討を行う。各ケースにおける壁面の水平変位分布を図-3.6 から図-3.9 に示す。右方向への水平変位量を正とした。いずれのケースでも G.L.は高さ 1.6m、壁面は高さ 1.6m から 9.6m の 8.0m であり、高さ 0.25m 間隔で水平変位量を評価した。補強材の設置間隔と本数は、主補強材が高さ 1.6m から 1.0m 間隔で 8 本、安定補助材が高さ 2.1m から 1.0m 間隔で 8 本である。また、載荷した水平加速度については、重力加速度で除した水平震度  $k_h$  で示した。

GW06 と GW07 を比較する。GW07 の水平変位分布は、 $k_h$  がいずれの場合においても比較的なめらかな分布をなし、はらみだすように変形している。GW06 についても全体的には同様のはらみだしがみられるが、部分的には水平変位分布の凹凸が確認できる。主補強材が 1.6m から 1.0m 間隔で設置されていることを踏まえると、主補強材と主補強材の中間領域で局所的なはらみだしが生じていることがわかる。さらに、 $k_h=0.80$  よりも大きくなると、高さ 5.1m (G.L.+3.5m) における水平変位量が顕著となる傾向がある。GW06 と GW07 の壁面変位の違いは安定補助材の影響と考えられ、GW07 では主補強材と主補強材の間に設置されている安定補助材が局所的なはらみだしを抑制したものと考えられる。

GW07、GW20 および GW21 の壁面水平変位については、いずれのケースも変形の仕方に大差はなく、補強材長さの違いによる影響は明確ではなかった。

次に、各ケースの壁面水平変位の最大値と  $k_h$  の関係を図-3.10 に示す。ここでは、壁面水平変位の最大値  $d_{max}$  を壁高  $H (=8.0m)$  で正規化した  $d_{max}/H$  で整理を行った。

GW07、GW20 および GW21 の  $k_h - d_{max}/H$  関係はほ

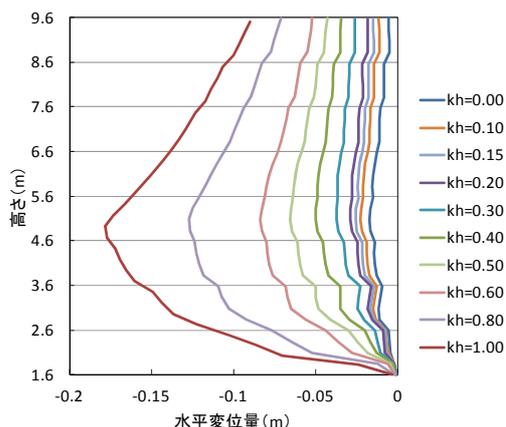


図-3.6 水平加速度載荷時における壁面水平変位 (GW06)

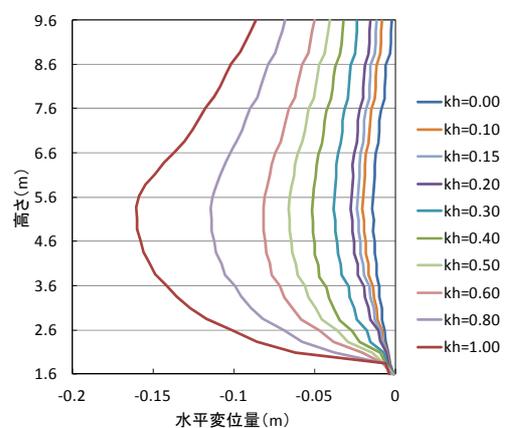


図-3.7 水平加速度載荷時における壁面水平変位 (GW07)

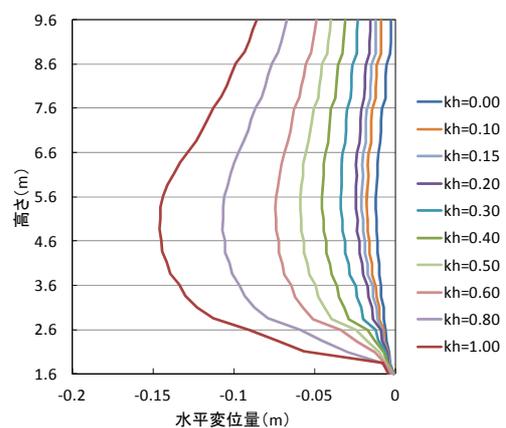


図-3.8 水平加速度載荷時における壁面水平変位 (GW20)

ば一致しており、補強材長さの違いによる影響は不明確である。また、GW06については $k_h$ が0.80以上となると水平変位がやや生じやすくなっている。これは、前述したとおり、安定補助材がないことで局所的なはらみだ

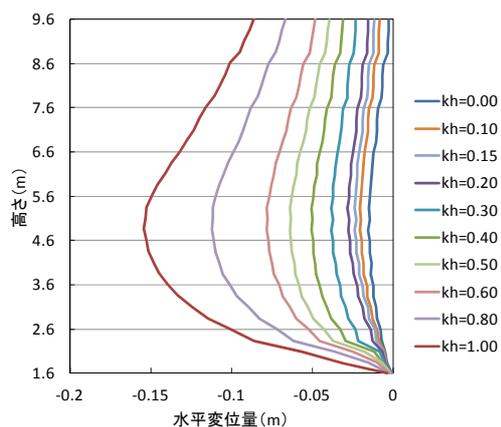


図-3.9 水平加速度載荷時に壁面水平変位 (GW21)

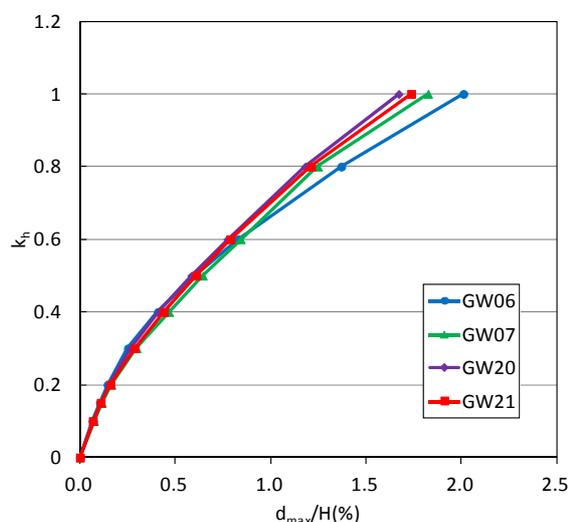


図-3.10 正規化水平変位と水平震度の関係

しが生じたためと考えられる。

2. で述べた通り GW07、GW20 および GW21 の動的遠心模型実験では、補強材が長くなるほど、比較的大きな入力加速度に対する水平変位は小さくなる傾向が確認された。また、比較的小さい入力加速度に対する水平変位量は補強材の長さ等の影響をあまり受けなかった。遠心模型実験と本解析では水平加速度の載荷条件が異なり、同一の水平加速度であったとしても補強土壁の変形の生じ方には違いが生じると考えられる。本解析で検討しているのは変形量が比較的小さい状態であり、補強材長さの違いによる影響は不明確であったが、この結果は比較的小さい入力加速度に対する水平変位量は補強材の長さ等の影響をあまり受けなかったという動的遠心模型実験の結果と概ね一致すると言える。

また、動的遠心模型実験では小さな加振レベルにおけるGW06とGW07の変形の生じ方には明確な違いがみ

られなかったが、解析ではGW06とGW07の変形の生じ方がわずかに異なった。動的遠心模型実験においては、解析ではモデル化していない壁面工が存在しており、解析で生じた程度の局所的なはらみだしは壁面工の存在によって顕在化しなかった可能性が考えられる。

### 3.4 検討のまとめ

動的遠心模型実験 GW06、GW07、GW20 および GW21 を対象として、静的な変形解析を実施した。検討結果をまとめる。

- ・ 補強領域では補強材の導入によって拘束圧が上昇しており、主補強材や安定補助材の設置間隔が密な領域では拘束圧の上昇程度が高まる。
- ・ 主補強材の長さが長くなるほど、また補強材間隔が密になるほど、最大せん断ひずみの発生は抑制される。
- ・ 補強材間隔の広いケースでは、壁面近傍において拘束圧が上昇しない領域が生じ、水平加速度を与えた際にこの領域の水平変位が局所的に増加する。
- ・ 補強材の長さを変更しても、静的に水平加速度を載荷した場合の壁面変位に違いは見られなかった。変形量が比較的小さい場合では、補強材の長さの影響を受けにくいと考えられる。

## 4. 遠心実験に基づく震度-変位関係の定式化の検討

### 4.1 概要

比較的大きな地震外力を受けた補強土壁の残留水平変位を概算することを目的とし、入力加速度-残留変位関係の簡易的な推定法について検討した。既往の動的遠心模型実験結果および本年に実施した動的遠心模型実験結果を対象とした。

### 4.2 対象とする実験ケース

対象とするのは、ジオテキスタイル補強土壁に関する動的遠心模型実験のうち、高さ方向の補強材間隔を一定として補強材長さや背面地山形状を変更したケースを対象とした。対象としているのは地震外力に対してせん断変形が生じ、最終的にすべり破壊が生じるような破壊モードのケースであり、こぼれ出しの発生や壁面付近の不安定化が懸念される安定補助材の無いケースや補強材間隔の広いケースについては検討対象としていない。

対象とした補強土壁の安定計算を実施した。補強土壁の設計においては、1) 壁面との接合部における定着切れ、土中からの引抜け、破断のそれぞれの項目に対する補強材の内的安定、2) 滑動、転倒、支持に対する補強

領域の外的安定、3) 補強土壁と背後・基礎地盤の全体安定に関して、所要の安全率を確保するように補強材の諸元等が決定される。このうち、各水平震度における外的安定および円弧滑り計算による全体安定の安全率を求め、これが各々の許容安全率となる時の水平震度を限界水平震度  $k_{h,cr}$  とした。表-4.1 に対象とした実験ケースとそれぞれの  $k_{h,cr}$  の一覧を示す。いずれのケースも円弧すべりによる安全率が最小値となった。

加振は 2.0Hz20 波の正弦波を用い、最大加速度を 100gal 程度ずつ大きくするステップ加振を基本としたが、最大加速度を一旦小さくした後再び大きくする（加振方法 A）、途中に 1 回ないし 2 回の地震波加振を挟む（加振方法 B）など細かな条件が異なる（表-4.1）。

補強土壁や重力式擁壁の遠心模型実験に関する既往研究では、地震波のみを用いたステップ加振では正弦波のみを用いた場合と比較して壁面の変位量の増加傾向が緩やかであることがわかっている（2.3.1）。本報告では大きな地震外力を受けた補強土壁の変形を対象とし、正弦波の最大加速度が単調増加するような加振ステップを抽出して整理した。

表-4.1 震度-変位関係の定式化で対象とした実験ケース一覧

Case	主補強材長 $L_1$ 安定補助材長 $L_2$	地山 条件	加振 方法	$k_{h,cr}$
GW02	$L_1=4.8\text{m}$ 、 $L_2=1.4\text{m}$	なし	A	0.28
GW07	$L_1=3.1\text{m}$ 、 $L_2=1.5\text{m}$	なし	B	0.18
GW11	$L_1=3.1\text{m}$ 、 $L_2=1.5\text{m}$	地山緩傾斜	B	0.18
GW12	$L_1=3.1\text{m}$ 、 $L_2=1.5\text{m}$	地山距離 8.4m	B	0.18
GW13	$L_1=3.1\text{m}$ 、 $L_2=1.5\text{m}$	地山距離 4.5m	B	0.18
GW14	$L_1=3.1\text{m}$ 、 $L_2=1.5\text{m}$	地山距離 2.2m	B	0.17
GW20	$L_1=6.0\text{m}$ 、 $L_2=1.5\text{m}$	なし	B	0.34
GW21	$L_1=2.3\text{m}$ 、 $L_2=1.5\text{m}$	なし	B	0.09

### 4.3 入力加速度と残留変位の関係の定式化

図-4.1 に入力加速度-残留変位 ( $A_{max} \cdot h_{max}/H$ ) 関係を示す。横軸には最終的に壁面残留水平変位が最大となった高さにおける壁面残留水平変位を壁高で正規化した値、縦軸には土槽底部で計測した 20 波の最大加速度の平均値とした。

前述したが、補強材長さが長くなると変形し難くなる傾向にあり、背面に地山があるケース (GW11~14) では同じ補強材配置で地山の無いケース (GW07) と比較すると変形しやすい傾向にあった。加振後に補強領域内に滑り面が確認された加振ステップには図-4.1中に×を付した。全ケースで滑り面が生じるまで加振を続けたわけではないが、残留変位が10%程度以上になると、次ステップで滑り面が発生して変位が急増する傾向があり、ほぼ終局状態に近い状態にあると考えられる。なお、本稿で対象としたケースでは補強材の破断は生じていない。

各ケースの  $A_{max} \cdot h_{max}/H$  関係を次式で表される双曲線関数を用いて定式化した。

$$y = \frac{ax}{b+x} \tag{式-4.1}$$

ここに、 $a$  および  $b$  は定数であり、 $a/b$  は原点における接線の勾配、 $y=b$  は漸近線を表す。本稿では  $a/b$  を変形係数  $E_g$ 、 $b$  を上限水平震度  $k_{h,lim}$  とした。近似にあたっては滑り面が確認されたステップを除き、滑り面が生じる以前の結果を対象とした。図-4.1にはGW02の近似結果を代表して示した。

図-4.2および図-4.3には、 $k_{h,lim}$  および  $E_g$  と  $k_{h,cr}$  の関係を示す。地山のあるケースでは  $k_{h,cr}$  が同程度のケースと比較して  $k_{h,lim}$  がやや小さい傾向にあったが、全体的には  $k_{h,lim}$  と  $k_{h,cr}$  は正の相関を示した。一方、 $E_g$  は  $k_{h,cr}$  の違いにあまり影響を受けず概ね0.3~0.5程度であり、補強材長さが比較的小さい地震外力に対する変形特性に与える影響は小さい。

#### 4.4 入力加速度-変位関係の推定とその検証

各ケースの安定計算から求めた  $k_{h,cr}$  から  $k_{h,lim}$  を求め、さらに最も変形しやすい場合を考慮して  $E_g=0.3$  と設定することで、各ケースの推定  $A_{max} \cdot h_{max}/H$  関係を求めた。  $k_{h,cr}$  と  $k_{h,lim}$  の関係はGW02、07、20、21の結果に基づく線形近似式(図-4.2)から求めた。全ケースに対して推定  $A_{max} \cdot h_{max}/H$  関係を求めたが、代表例としてGW02、07、20、21の結果を図-4.4に示す。

得られた推定  $A_{max} \cdot h_{max}/H$  関係に対して各加振ステップで実測した  $A_{max}$  を代入して求めた推定  $h_{max}/H$  と、実測した  $h_{max}/H$  との関係を図-4.5に示す。  $h_{max}/H$  が10%を超えるような加振では推定値は実測値より過大となる場合もあるが、10%以下であれば  $h_{max}/H$  の推定値は概ね妥当といえる。

ただし、補強土壁の変形は補強材長さのみならず補強材の配置間隔や背面土の種類、締固め度等によっても影響を受けると考えられ、本検討ではこれらの影響を考慮

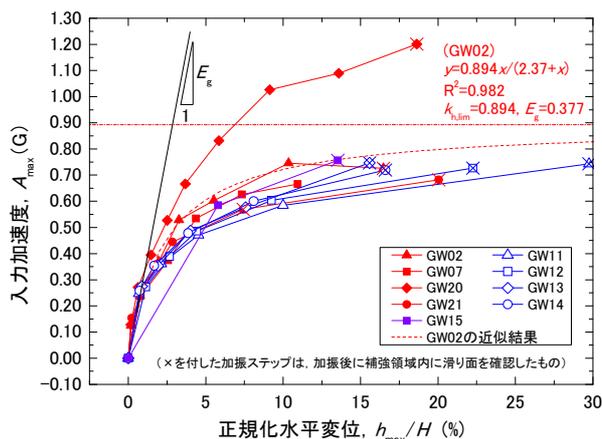


図-4.1 遠心実験による入力加速度と正規化水平変位の関係

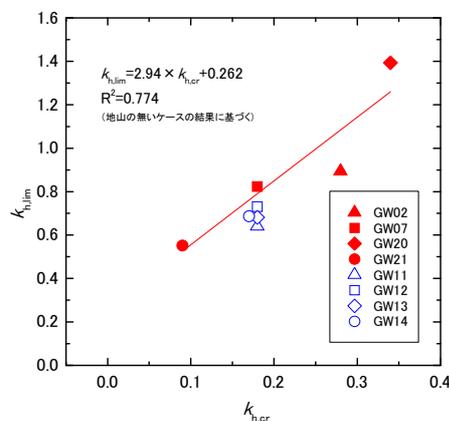


図-4.2  $k_{h,lim}$  と  $k_{h,cr}$  の関係

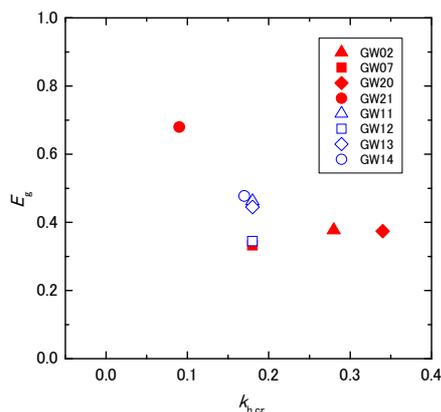


図-4.3  $E_g$  と  $k_{h,cr}$  の関係

できていない。また、本検討では周波数特性は考慮できておらず、地震波を用いた加振結果と比較すると安全側の結果となっている。以上の点に留意する必要がある。

#### 4.5 検討のまとめ

動的遠心模型実験に基づき、補強土壁の  $A_{max} \cdot h_{max}/H$  関係の定式化に関する検討を行った。  $k_{h,lim}$  は  $k_{h,cr}$  と相関

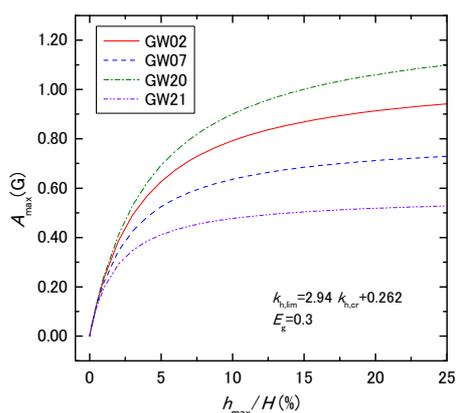


図-4.4 限界水平震度から推定した入力加速度と正規化水平変位の関係

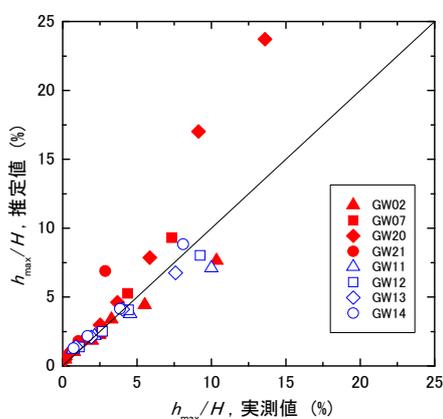


図-4.5 水平変位量の実測値と推定値の比較

があり、大きな地震外力を受けた際の変位量を安定計算結果から概算することができた。ただし、現状では考慮できていないファクターも多く、一般化にあたっては今後の検討が必要である。

## 5. 要求性能に基づく限界状態の明確化

### 5.1 検討する外力

擁壁工指針<sup>6)</sup>では土工構造物に作用する主要な外力として、常時の作用、降雨の作用、地震動の作用を挙げ、表-5.1に示すような要求性能を満足することを照査するとしている。主要な外力のうち、常時および降雨の外力の作用については性能1、地震動の作用については地震動レベルと構造物の重要度によって性能1から性能3のいずれかを満たすものとしている。

ここで、補強土壁の変状事例の一例を図-5.1および図-5.2に示す。この事例では補強土壁の壁面コンクリートパネルが落下して背面土が流出し、上部の道路に複数の亀裂が発生した。図-5.2は図-5.1のパネル脱落箇所を括

大して撮影したものである。補強材の鋼製ストリップは壁面コンクリートパネルとの接合箇所破断しており、腐食が確認された。コンクリートパネルが脱落した箇所においても、背面土が自立しているように見えるが(図-5.2)、これは背面土に固結処理土を使用しているためと考えられる。コンクリートパネル脱落箇所からは水の染みだしが確認されたほか、流出した背面土も水分を多く含んだ状態であった。同様のコンクリートパネルの変状や脱落は、図-5.1の付近でも複数箇所確認されたほか、当該箇所では本調査の以前にも同様の変状が確認されている。これらの状況から、当該箇所の変状原因は凍上である可能性が高いと考えられる。凍上が生じる主な要因は含水状態、気温、土質であり、当該箇所では特に排水処理が不十分であったと考えられる。

不十分な排水処理については、降雨や地震時の変状の原因にもなる。例えば、2011年東北地方太平洋沖地震で被災した補強土壁(テールアルメ工法)のうち、被災損傷ランクⅦのV(比較的大きな変形・損傷をしたが、構造物としての機能は当面維持可能)およびⅥ(完全に崩壊または大変形し、構造物としての機能は有していない)となった事例では、排水処理や背面土の土質に起因するものが大半であった<sup>8)</sup>。

以上の事例からもわかる通り、大きな変状が生じた補強土壁は排水工の設置や背面土材料の選定などに問題を抱えており、このような項目を適切に対応していれば極端な変状には繋がらないものと考えられる。そこで、これらの項目は適切に対応できていることを前提とすると、主として変状の要因となるのは地震外力であると考えられることから、ここでは地震外力を想定して限界状態について検討を行う。

### 5.2 限界状態の検討

実験で得られた補強土壁の変形・破壊モードを整理すると以下の通りとなる。

- 補強土壁の変形モードはせん断変形が卓越し、すべり面が形成すると変位が急増する。
- 補強材間隔を極端に広げると、すべり面の形成以前にこぼれ出しが生じる。
- こぼれ出しが生じず、かつ、滑り面が形成される以前では、補強材の配置パターン等を変えても小さな地震外力に対する変形の生じ方にはほとんど違いがない。
- 補強材長さを大きく変更した場合、大きな地震外力に対する変形の生じ方に違いが表れる。

表-5.1 要求性能の一覧

擁壁の要求性能	
性能1	想定する作用によって擁壁としての健全性を損なわない性能。 安全性、供用性、修復性全てを満たすもの、通常の維持管理程度の補修で擁壁としての機能を確保できる。
性能2	想定する作用による損傷が限定的なものに止まり、擁壁としての機能の回復が速やかに行い得る性能。 安全性および修復性を満たすもの、応急復旧程度の作業により速やかに回復できること。
性能3	想定する作用による損傷が擁壁として致命的とならない性能。 供用性・修復性は満足できないが、安全性を満たすもの。



図-5.1 補強土壁の変状事例



図-5.2 壁面パネルの脱落箇所の拡大（図-5.1 左下付近）

特に、補強土壁の構造上、大規模なこぼれ出しやすべり面が生じると、安全性と修復性を満足することは難しい。また、遠心実験では、すべり面が形成した後にさら

に加振を行っても、補強材が破断しない限りは大きく倒壊することは無かった。このような状態では供用性や修復性は失われているが、倒壊による隣接施設への影響は防止できると考えられる。以上を勘案し、擁壁工指針<sup>6)</sup>の解表4-2に加筆することで補強土壁の限界状態をまとめた。表-5.2に示す。

性能1では軽微な沈下やはらみ出しは許容するが、部材が健全であるとともに軽微であってもこぼれ出しの発生は防ぐこととした。

性能2では、応急復旧に支障をきたすような過大な沈下や、すべり面の形成が疑われるようなはらみ出し、軽微であってもこぼれ出しの発生は防ぐこととした。また、補強材については最大強度を超えると破断の可能性が高まり、点検や修復が容易でないことから、補強材に作用する張力は最大強度以下に抑えることとした。

性能3では、すべり面が発生して変位が急増したとしてもただちに倒壊しないことから、すべり面の発生は許容するものの隣接施設に過大な影響を与えない程度のはらみ出しに抑えることとした。また、軽微なこぼれ出しは許容するものの、大規模なこぼれ出しが生じると補強土壁の自立性に大きな影響を及ぼすと考えられることから、大規模なこぼれ出しは生じないこととした。部材については、補強材の破断や定着切れ、壁面工の脱落が生じないこととした。

## 6. まとめ

分割壁を有するジオテキスタイル補強土壁に関して、補強材長さおよび背面土の種類に着目した動的遠心模型実験を追加実施した。これに伴い、改めて既往の動的遠心模型実験を踏まえた変形・破壊モードの整理を行った。また、補強土壁の水平震度-変位関係の評価の一環として、数値解析による検討を実施した。さらに、補強土壁の水平震度-変位関係の定式化や性能評価をめざし、模型実験に基づいた水平変位の簡易的な推定方法について検討を行った。

- 1) 比較的小さな地震外力に対する変形に対しては、補強材パターンを大きく変更しても大差はない。
- 2) 比較的大きな外力に対する変形量は補強材長さに影響を受け、補強材長さが長いほど変形しにくくなる。
- 3) こぼれ出しが生じると補強土壁全体の崩壊につながる他、修復性も著しく低下すると考えられることから、このような破壊の発生は抑制する必要がある。
- 4) 補強土壁の変形モードはせん断変形が卓越し、すべり面が形成されると壁面の変位が急増することから、道路

表-5.2 補強土壁の限界状態の検討

要求性能	擁壁の限界状態	構成要素	構成要素の限界状態
性能1	想定する作用によって生じる補強土壁の変形・損傷が、擁壁の機能を確保し得る限界の状態	基礎地盤、背面地盤	補強土壁が安定であるとともに、基礎地盤および背面土の力学特性に大きな変化が生じず、背面土のこぼれ出しが生じず、かつ、補強土壁を構成する部材および補強土壁により形成される道路から要求される変位にとどまる限界の状態。 軽微な亀裂や段差が生じた場合でも、平常時における点検と補修、また地震時の緊急点検と緊急措置により、土工構造物の機能を確保できる限界の状態。
		部材	力学特性が弾性域を超えない限界の状態
性能2	想定する作用によって生じる補強土壁の変形・損傷が、修復を容易に行い得る限界の状態	基礎地盤、背面地盤	復旧に支障となるような背面土の軽微なこぼれ出し、すべり面の形成が疑われる顕著な壁面水平変位が生じない限界の状態。 段差や損傷が生じて通行止めの措置を要する場合でも、応急復旧等により、土工構造物の機能を回復できる限界の状態。
		部材	補強材に作用する張力の最大強度を超えない限界の状態。
性能3	想定する作用によって生じる補強土壁の変形・損傷が、隣接する施設等への甚大な影響を防止し得る限界の状態	基礎地盤、背面地盤	隣接する施設へ甚大な影響を与えるような背面土の顕著なこぼれ出し、過大な壁面の水平変位が生じない限界の状態。
		部材	補強材の破断や定着切れ、壁面工の脱落が生じない限界の状態。

として適用する場合の要求性能に応じた設計では、すべり面の形あるいはすべり面による水平変位量を抑制する必要があるといえる。

5) 背面土の違いが補強土壁の入力加速度と変位の関係に与える影響は小さかったが、用いた背面土の強度・変形特性の差異がそれほど大きくなかったことが一因の可能性はある。

6) 動的遠心模型実験に基づいて、補強土壁の入力加速度と水平変位の関係の定式化を試みた。大きな地震外力を受けた際の変位量を安定計算結果から概算することができたが、現状では考慮できていないファクターも多く、一般化にあたっては今後の検討が必要である。

今後は、引き続き土工構造物の性能評価手法・設計手法の検討を行う予定である。

### 参考文献

- 1) (財) 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 改訂版、2000。
- 2) 榎本忠夫、中島進、佐々木：分割型壁面のジオテキスタイル補強土壁に関する動的遠心模型実験（その1 実験条件および遠心力載荷時の安定性）、第25回ジオシンセティックスシンポジウム、2010。
- 3) 中島進、榎本忠夫、佐々木哲也：分割型壁面のジオテキスタイル補強土壁に関する動的遠心模型実験（その2 地震時挙動と変形特性）、第25回ジオシンセティックスシンポジウム、2010。
- 4) 佐々木哲也、中島進、榎本忠夫：分割型壁面のジオテキスタイル補強土壁に関する動的遠心模型実験（その3 補強土壁の崩壊メカニズム）、第25回ジオシンセティックスシンポジウム、2010。
- 5) 安福規之、落合英俊：土・ジオグリッド系補強土における拘束効果とその評価、ジオシンセティックス論文集、Vol.22、pp.1-12、2007。
- 6) (社)日本道路協会：道路土工—擁壁工指針（平成24年度版）、2012。
- 7) (財)土木研究センター：被災度評価および災害復旧に向けての基本方針等検討委員会報告書、2005。
- 8) 桑野二郎、大谷義則、高尾浩司郎、酒井茂賀、木村隆志：東北地方太平洋沖地震における鋼製帯状補強土（テールアルメ）工法の被災調査（その1）—被災調査と維持管理—、地盤工学研究発表会、No.263、2012。

## A STUDY ON PERFORMANCE-BASED DESIGN OF SOIL STRUCTURES IN CONSIDERATION OF MAINTENANCE LEVELS

**Budgeted** : Grants for operating expenses

General account

**Research Period** : FY2011-2015

**Research Team** : Geology and Geotechnical Engineering  
Research Group ( Soil Mechanics and  
Dynamics )

**Author** : SASAKI Tetsuya

ISHIHARA Masanori

KAJITORI Shinichi

ARAKI Hiroyuki

**Abstract** : Seismic performance evaluation of segmental geosynthetics reinforced soil retaining walls (GRS walls) was conducted based on the results of dynamic centrifuge model tests and finite element analysis. It was found that primary deformation mode of GRS walls was shear deformation; the deformation of GRS walls induced by large seismic force was affected by the reinforcement condition; the slip deformation at the bottom of GRS walls and outflow of backfill materials should be prevented on a design. In addition, the estimation method of residual displacement of GRS walls induced by large seismic force was discussed based on the relationships between a horizontal seismic coefficient and residual displacement of dynamic centrifuge model tests.

**Key words** : reinforced earth retaining wall, dynamic centrifuge model test, deformation mode, lateral force coefficient, finite element method