

15.3 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、山木正彦

【要旨】

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ため、今年度は、分割壁を有するジオテキスタイル補強土壁について、既往の動的遠心模型実験の変形モードの定量的な整理を行うとともに、地震時の補強土壁の荷重－変位関係の定式化の一環として傾斜実験を実施し限界水平震度について検討を実施した。その結果、既往の実験の整理から補強土壁の主要な変形モードの進行過程を明らかにし、傾斜実験から盛土の密度、補強材の敷設長は補強土壁安定を保てる限界の水平震度（限界水平震度）に大きく影響を及ぼし、変位の進行過程にも明確な差異があることが明らかとなった。また、傾斜実験から得られた限界水平震度と修正物部岡部式を用いて求めた限界水平震度には比較的よい相関があることを確認した。

キーワード:補強土擁壁、動的遠心模型実験、傾斜実験、変形モード、限界水平震度

1. はじめに

道路土工指針類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、盛土に比べ、擁壁、補強土壁は、一般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すぐ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¹⁾（以下、補強土壁）について、既往の動的遠心模型実験の変形モードの整理、限界水平震度の傾向分析、傾斜実験を実施したので報告する。

2. 補強土に関する既往の動的遠心模型実験から得られた変形モードの整理

2.1 既往の実験ケース

平成 17 年度から 20 年度の 4 か年で 19 ケースの補強土壁の動的遠心模型実験^{例えぼ^{2), 3), 4)}が行われている。代表的な実験ケースとして Case6-1 の模型断面を図-2.1 に示す。いずれも 7 号珪砂を用い基礎地盤は相対密度 100%程度、裏込め土は相対密度 80%程度で作製した。壁面工及び補強材は、L 型のアルミニウム製アングルに、2000N/m 程度の破断強度を有するジオグリッドを取り付けたものである。ケース毎に、補強材の配置や基礎地盤の状況などを変え、20G の遠心場（1 ケースのみ 50G）において、正弦波や神戸波などの最大加速度を変えながら繰返し加振した。多くのケースでは、徐々に最大加速度を大きくした。代表的な最終加振後の変形の状況を図-2.2 に示す。}

2.2 変形モード

壁面の残留変位の大きさや発生の仕方によって、修復や再構築が必要となり、場合によっては崩壊することも考えられることから、画像解析により壁面における最大残留水平変位を①補強領域のせん断変形、②補強領域の伸長変形、③補強領域下端に生じるすべり面における滑動の 3 つのモードに分けて整理することとした。

①補強領域のせん断変形と②伸長変形は、図-2.1 に示

すように補強領域内の最寄りの4つの標点の動きから高さ毎のせん断ひずみと伸長ひずみの分布を求め、残留水平変位が最大となる高さのせん断変形による水平変位と伸長変形による水平変位を算出したものである。

すべり面における滑動による水平変位は、補強領域内すべり面上下の縦メッシュの水平移動量から求めたものである。図-2.3は画像解析から求めた3種類の水平変位量の合計値とレーザー変位計によって計測した残留水平変位量を比較したものであり、概ね1:1のライン上に位置することから、残留変位は上記3つのモードによって概ね説明できることが確認できる。

2.3 変形モードと設計における留意点

典型的な水平変位量の推移として、図-2.1及び図-2.2で紹介したCase6-1の結果を図-2.4に示す。Case6-1は、最大加速度16.3Gの正弦波により、補強領域下部から背面土を通るすべり面が発生したケースである。

Case6-1以外でも同様であるが、補強領域下部にすべり面が一旦形成されると、すべり面における滑動が選択的に生じ、壁面の残留変位が一気に大きくなるものと推測される。補強領域下部のすべり面が形成されるのは、すべり面と交差する位置で局所的に補強材の伸長が生じた結果であり、すべり面における滑動による変位量が急

激に増加する一因であると考えられる。一方、このようなすべり面が生じないケースでは、最終的なせん断変形量は同程度に大きくなるものの、特殊なケースを除き、変形量は全体的にかなり小さい。

このように補強領域下部のすべり面が形成されると急激に変位量が増加し、補強土擁壁といえども粘り強い挙動を示さなくなるため(コメント:今回はこれでいいが、荷重変位による違いがあるとわかりやすい)、すべり面の発生に対しては十分な安全率を確保し、すべり面が生じないように設計を行うことが必要と考えられる。今後さらなる検証が必要ではあるが、粘り強さを確保するためには、すべり面が補強領域を通過しないよう十分な強度と長さを有する補強材を下段に配置することが有効である可能性がある。

上記のようなすべり面による水平変位の発生とは対照的に、補強領域のせん断変形は徐々に蓄積される。しかし、比較的小さな加速度(8.3G、実スケールで400gal相当)から有意な残留変形が生じている。このような残

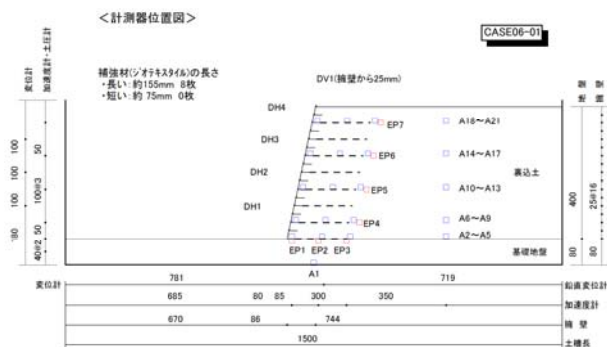


図-2.1 代表的な補強土擁壁動的遠心実験の模型

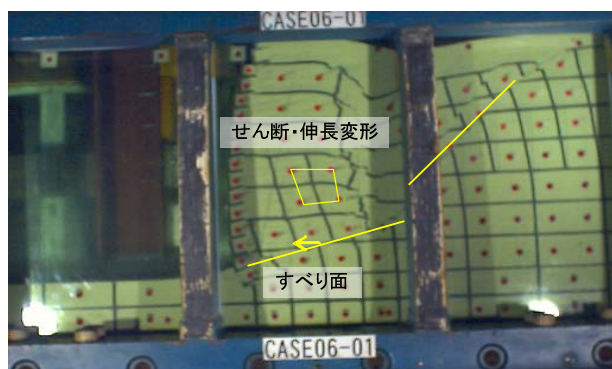


図-2.2 代表的な補強土擁壁動的遠心模型の変形状況

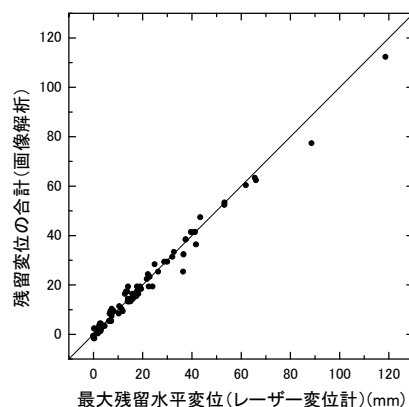


図-2.3 画像解析結果とレーザー変位計による残留水平変位量の比較

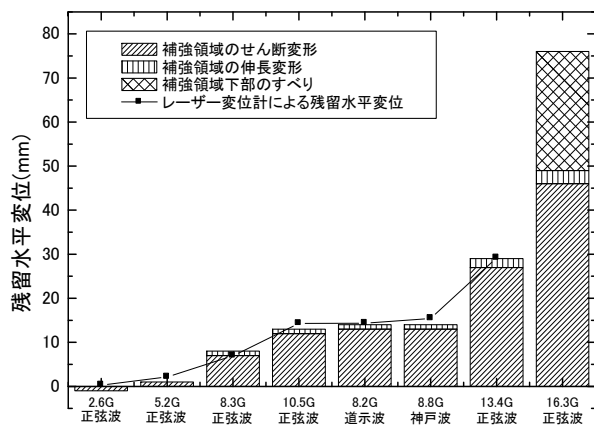


図-2.4 Case6-1の要因別残留水平変位(遠心場20G)



図-2.5 Case5 変形状況

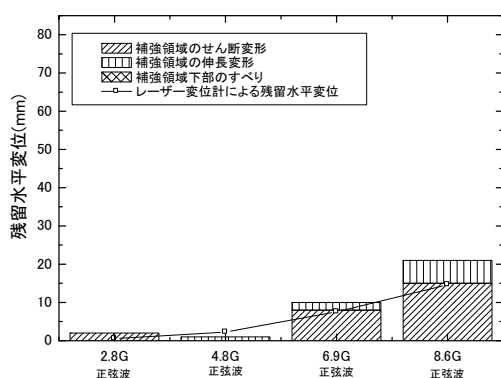


図-2.6 Case5 の要因別残留水平変位 (遠心場 20G)

留変形が生じると、補強土擁壁の構造によっては、盛土材のこぼれ出しが生じる可能性がある。

Case5 は、L型アングル4段に1枚の主補強材を配し、壁面工の安定を確保するのに必要とされている短い補強材(安定補助材)を省いた極端な実験ケースであり、盛土材がこぼれ出すことによって崩壊した。本ケースの変形状況を図-2.5に、要因別残留水平変位の推移を図-2.6に示す。比較的小さな加振によって、わずか20mmの小さな変位量で脆性的に崩壊している。これより、補強土擁壁ではこぼれ出しが生じないような構造上の配慮が不可欠であることが分かる。また、こぼれ出しは修復性の観点からも重要な着目点となりうる。例えば、地震後にこぼれ出しが生じていないまでも壁面工が変形し、こぼれ出しの懸念がある場合には、少なくともこぼれ出しに対する適切な対応を実施した上でなければ、通行制限を解除できないと考えられる。したがって、短期的な修復性を向上するためには、想定する地震力に対してもこぼれ出しの懸念がない範囲の変形に収まるよう設計を行うことが考えられる。

なお、図-2.4と図-2.6を比較すると、補強材が少ないCase5で大きな補強領域の伸長変形やせん断変形が生じていることが分かる。補強材による拘束効果によって、

直接的に伸長変形が抑制され、同時に土要素を拘束している応力も維持されることからせん断変形も生じにくくなった結果であると考えられる。

3. 傾斜模型実験と限界水平震度

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、壁高にあわせて補強材の諸元等が決定される。しかし、設計計算の結果得られるのがある水平震度に対する安全率であり、補強土壁の地震動に対する応答値(例えば地震後の残留変位量)が直接的に評価できず、特に、補強土壁の粘り強い変形性能が適切に評価されていない。

既往の研究において、動的遠心模型実験の結果より、変形性能を考慮した設計の可能性を検討し^{5), 6)}、補強土壁の破壊モードに応じた補強土壁の荷重変位関係の定式化、限界状態の設定等の課題を抽出してきた。

そこで、地震時の補強土壁の荷重-変位関係の定式化の検討の一環として、傾斜荷重状態の下での荷重-変位関係に及ぼす影響要因を明らかにするために、補強土壁の傾斜実験を実施した。実験においては、補強材の敷設長および盛土の密度をパラメータとした。併せてその実験モデルを基に安定計算を行い結果の比較を行った。

3.1 実験概要

実施した補強土壁の傾斜実験の概要を示す。図-3.1は実験模型の断面図である。図中には変位計、ひずみゲージ、土圧計、荷重計の設置箇所も示している。実験模型は実際の1/5スケールを想定し、高さ810mm、幅1650mm、奥行き500mmとした。盛土材は豊浦砂を使用し、補強材は規格品のジオグリッドのストランド数を減ずることで剛性を1/5程度にしたものを使用した。なお壁面は4枚のアルミニウムパネルを用い、各パネルに補強材を接着している。実験ケースは盛土の密度が高低の2パターン、補強材の敷設長が長短の2パターンで計4ケースである(表-3.1)。作製した実験模型は傾斜実験用の土槽に設置し、各ステップにおいて次の要領で傾斜および測定を行った。①土槽の傾斜角が $i=15^\circ + (i-1) \times 5^\circ$ (ここで、 $i=1, 2, 3, 4, 5$) になるまで土槽を $1^\circ/\text{min}$ の速度で傾斜させる。②土槽の傾斜角が i に達したら、各計測値が定常となったことを確認する。③十分ゆっくりと水平に戻し次のステップに入る。

3.2 実験結果及び限界水平震度との関係

各ケースの補強土壁崩壊時の概略は次の通りである。Case1、2 は壁面全体が土圧作用方向に変形し (図-3.2(a))、Case3 は壁面に変状をきたす前に上端から盛土材がこぼれだし (図-3.2(b))、Case4 は上部2枚の壁面のみ土圧作用方向に変形した (図-3.2(c))。

次いで、各ケースにおける壁面の水平震度と水平変位の関係を図-3.3に示す。各ケースの水平変位は壁面に設置した各計測値の最大値を代表値とした。なお図中には水平変位が急増し始める水平震度 (限界水平震度 k_{hcr}) の値も示している。図より、盛土の密度、補強材の敷設長はその補強土の水平震度と水平変位の関係に大きな影響を及ぼしていることが確認できる。補強材敷設長の長短に着目すると、Case1 と Case2 の比較により補強材の敷設長を2倍にすることで k_{hcr} が1.9倍程度増加していることが確認できる。また崩壊モードが異なる (図-3.2参照) ため、今後さらなる検討が必要ではあるが、図中に示した終局変位 (水平変位が瞬間的に急増する直前の水平変位) の比較から、補強材敷設長の長短で補強土壁の崩壊に至る水平変位が大きく異なり、補強材敷設長が短いCase2とCase4は相対的に粘り強さが小さいといえる。次いで密度の高低に着目すると、Case2 と Case4 の比較により、密度を増加させることで k_{hcr} が大幅に増加していることが確認でき、また、密度が低いCase1 と Case2 は、相対的に密度が高いCase3 と Case4 と比較し、小さい水平震度の時から変位が漸増している特徴がみられる。

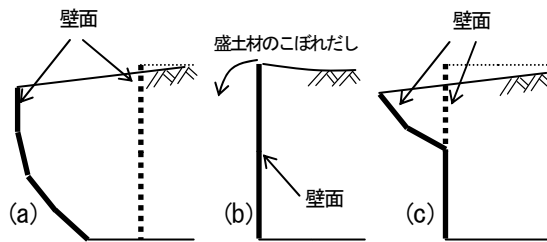


図-3.2 補強土壁崩壊時の状況

(a) : Case1、2 (b) : Case3 (c) Case4

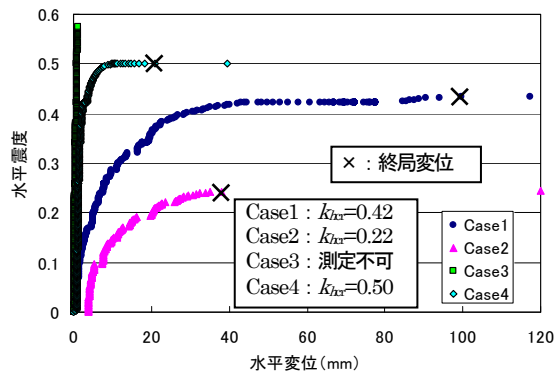


図-3.3 水平震度と水平変位の関係

表-3.2 Case5 変形状況

	c_d (kPa)	θ_{peak} (°)	θ_{res} (°)
Case1, 2	0	34	28
Case3, 4	0	41	30

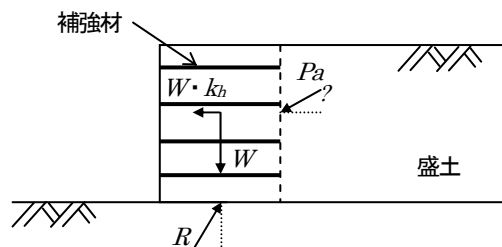


図-3.4 計算における力の釣り合い

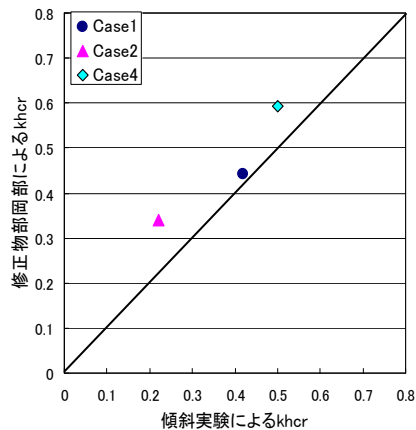


図-3.5 修正物部岡部式と傾斜実験による限界水平震度の関係

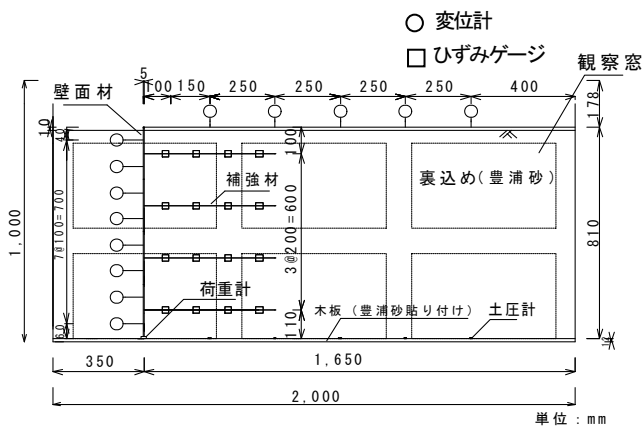


図-3.1 実験模型

表-3.1 実験ケース

ケース	盛土材	盛土乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	盛土相対密度 D_r (%)	補強材敷設長 (mm)
Case1	豊浦砂	1.376	20.7	700
Case2		1.379	21.8	350
Case3		1.607	89.8	700
Case4		1.607	89.8	350

3.3 限界水平震度

補強領域背面から作用する土圧として抗土圧構造物の地震時安定検討に用いられる修正物部岡部式⁷⁾を適用し、補強領域の力のつり合いから本実験モデルの限界水平震度を算出した。表-3.2に計算に用いた各強度定数を示す。これらは盛土材の圧密排水(CD)三軸圧縮試験を基に得ている。図-3.4は補強土壁に作用する力のつり合いを模式的に表したものである。図中の補強領域底面に作用する地盤反力 R が底面となす角度が ϕ_{peak} と一致する水平震度 k_h を限界水平震度 k_{cr} としている。

図-3.5は計算により得られた修正物部岡部式による限界水平震度と傾斜実験により得られた限界水平震度の関係である。図より比較的良好な相関が確認できるが、若干計算結果の方が大きめの値となっている。補強領域底面を、分割壁下端と最下段補強材端部を結ぶ線とすることによっても異なる結果が得られるものと考えられる。

3.4 まとめ

道路土工-擁壁工指針⁸⁾における設計水平震度は最大で0.24であることを考えると、通常の施工を行えば補強土壁は十分耐震性も備えているともいえる。

今後は、盛土材や盛土形状を変えた条件でも実験を行い、補強土壁の耐震性能に資する諸条件を明確にしていくとともに、加振実験との比較も行っていく。併せて適切な補強領域の設定に関して検討を進める。

4. まとめ

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ため、今年度は、分割壁を有するジオテキスタイル補強土壁について、既往の動的遠心模型実験の変形モードの定量的な整理を行うとともに、地震時の補強土壁の荷重-変位関係の定式化の一環として傾斜実験を実施し限界水平震度について検討を実施した。その結果、以下の項目が明らかとなった。

- 1) 補強土壁の主要な変形モードは、補強領域のせん断変形と補強領域下端に生じるすべり面によるものである。
- 2) 補強領域下端に生じるすべり面が形成されると、直ちに崩壊する訳ではないが、変形が急激に増加するため、すべり面の発生に対しては十分な安全率を確保し、すべり面が生じないよう設計を行うことが必要であると考えられる。
- 3) 補強領域のせん断変形は、比較的小さな加振から有意に生じることから、修復性が困難とならない範囲に抑

えるよう設計を行うことが必要であると考えられる。

4) 傾斜実験から盛土の密度、補強材の敷設長は補強土壁安定を保てる限界の水平震度(限界水平震度)に大きく影響を及ぼし、変位の進行過程にも明確な差異があることが明らかとなった。

5) 傾斜実験から得られた限界水平震度と修正物部岡部式による土圧を用いて求めた限界水平震度は、良い相関を示した。

今後、コンクリート擁壁についても、補強土壁と同様の整理を実施し、変形モードと設計における留意点を明らかにする。さらに、補強土壁と対比することにより、変形モードと設計における留意点が明確化されることが期待される。

併せて、補強材の長さや盛土の締固め以外の条件についても、模型実験を行い、修復性や安定性に係る変形モード及び地震時の補強土壁の荷重-変位関係の定式化に向けた検討を進める。

参考文献

- 1) ジオテキスタイル補強土工法普及委員会：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
- 2) 榎本、中島、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、榎本、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、中島、榎本：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) 中島ら：分割型補強土壁の変形性能を考慮した耐震設計法に関する研究、第54回地盤工学シンポジウム、2009
- 6) 中島ら：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による設計計算法の検討、第55回地盤工学シンポジウム、2010
- 7) 古関ら：大きな地震荷重下において擁壁および補強土壁に作用する地震時主働土圧の評価法、第10回日本地震工学シンポジウム、1998
- 8) 日本道路教会：道路土工-擁壁工指針、1999.

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

YAMAKI Masahiko

Abstract : In fiscal 2011, deformation modes of past dynamic centrifuge model tests on segmental geosynthetics reinforced soil retaining walls were organized quantitatively and inclining model tests were performed in part of formulation of load - displacement relationship of reinforced soil retaining wall during earthquake. As the result, process of major deformation mode was cleared from the past model tests and influence of density of backfill and length of reinforcement material on limit lateral force coefficient was cleared from the inclining model tests. Furthermore, a good correlation between the limit coefficients from model tests and .limit coefficient calculated using earth pressure of the modified Mononobe-Okabe analysis method was confirmed.

Key words : reinforced earth retaining wall、 dynamic centrifuge model test、 inclining model test、 deformation mode、 limit lateral force coefficient