

模型実験・地震被害事例の解析による 道路土工構造物としての補強土壁の耐震性評価

中島 進* 藪 雅行** 石原雅規*** 佐々木哲也****

1. はじめに

補強土壁とは変形に応じて抵抗力を発揮する補強材を盛土内に敷設することで、盛土の変形特性を改善し、安定性を確保する構造物であり、土圧に対する抵抗メカニズムが、コンクリート擁壁とは根本的に異なる。しかし、道路土工構造物として用いられる補強土壁の耐震性照査^{1),2),3)}においては、補強材と壁面の内的安定を確保したうえで、コンクリート擁壁同様に、補強土壁の地震時挙動を静的な問題に置き換えた震度法により滑動、転倒、支持（外的安定）および全体安定に対する安定性が照査される。具体的には、各々の破壊モードに対する安定性を極限状態に対する安全率により評価することとなる。この手法は簡便であるものの、耐震性照査で得られる結果が安全率であり、構造物の性能との関連性は曖昧であるとともに、補強土壁の粘り強い変形性能を考慮できないという点で、改善の余地がある。

以上のことを鑑み、本報では動的遠心模型実験[※]の結果より、補強土壁と従来型擁壁との耐震性の比較と、事例分析による補強土壁の耐震性評価の二項目に関する検討結果を報告する。

2. 動的遠心模型実験の結果

2.1 実験条件

図-1に本報で対象とする実験模型の概要および実験条件の概要を示す。これらの遠心実験は、擁壁、補強土壁の耐震設計技術の向上に資することを目的に、(独)土木研究所の大型遠心力载荷試験装置を使用して実施してきたものの一部^{4),5)}である。

実物大換算した実験模型の断面図を図-1に示す。重力式擁壁については、高さ300mmの模型に遠心加速度30Gを、補強土壁模型については高さ400mmの模型に20Gを载荷して実験を行ったので、実物大換算した場合には、壁高がそれぞれ9m、8mの擁壁に相当する。なお、以下では特に断りがない限り、寸法値、計測値について述べる際に、実物大

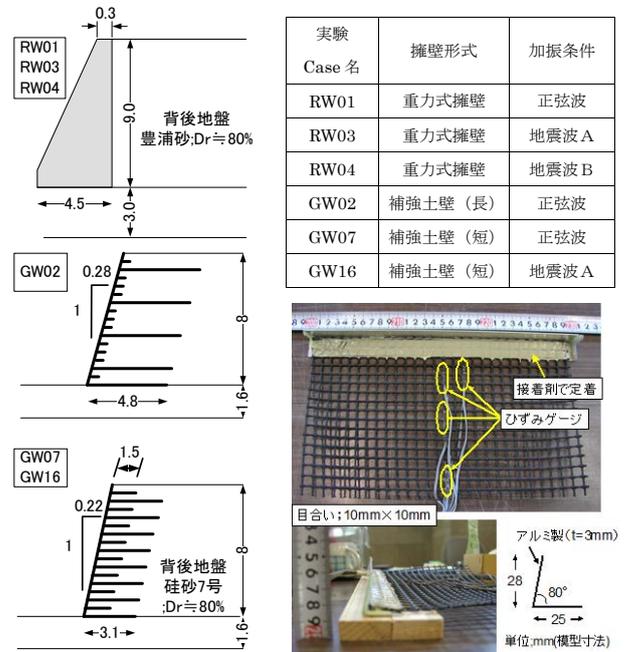


図-1 実験模型・実験条件の概要（単位：m）

換算値を用いる。

本報文では、実験結果のうち擁壁形式の違い、加振条件の違いが、擁壁の耐震性に及ぼす影響の2点に着目する。重力式擁壁に関する実験のうち、RW01、RW03、RW04実験は、実物大換算値で高さ9m、底版幅4.5mの重力式擁壁模型を用いており、加振条件が異なる。図-2に実験に用いた地震動波形の一例を示す。RW01実験で用いた正弦波は2Hz20波、RW03実験では、兵庫県南部地震において神戸海洋気象台にて観測された地震動のNS成分（地震波A）を、RW04実験では1968年十勝沖地震で、青森港で観測された地震動EW成分の主要動部分約20秒を抽出した地震波（地震波B）を用いた。

GW07、GW16実験は補強土壁の地震時挙動を把握するために実施した実験で、図-1に示すように、引張り強さ2kN/m程度の補強材模型を接着したL型の壁面工模型を16段重ねて、実物大換算で8mの補強土壁模型を構築した。GW07実験では2Hz20波の正弦波を、GW16実験ではRW03実験と同じ直下型地震動に相当する地震波Aを用いて加振を行った。

Evaluation of seismic performance of reinforced soil retaining walls for road facilities based on analyses of model test results and case histories

※土木用語解説：遠心模型実験

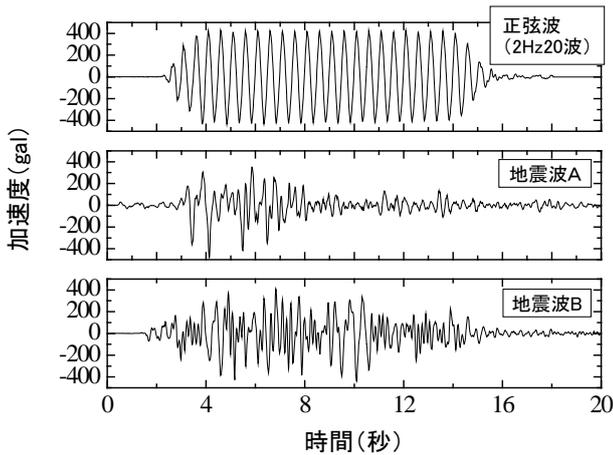


図-2 加振波形の一例

なお、正弦波、地震波いずれを用いた場合でも、加振は最大加速度を約100gal程度の増分で漸増させる形式で行った。紙面の都合上、実験条件については、その概略のみを紹介せざるを得なかったが、詳細については文献4)、5)を参照していただきたい。

2.2 実験結果

補強土壁と重力式擁壁の耐震性の比較を、残留変位と最大加速度の関係として図-3に示す。同図には、正弦波加振実験 (RW01、GW02、GW07) および地震波加振実験 (RW03、RW04、GW16) をそれぞれ示した。

同図に示した残留変位は、各加振終了時の重力式擁壁、補強土壁モデルの水平変位の最大値を壁高で正規化した値で、最大加速度は背面土天端付近に設置した加速度計で計測した加速度の最大値で、地表面最大加速度に概ね相当する。正弦波、地震波加振実験ともに補強土壁の耐震性が高く、変位が生じた後にも粘り強く挙動している。また、地震波加振を行ったGW16実験では、地表面加速度が800gal超でも、最大変位は壁高の1.9%程度であった。

振動台実験の結果を用いて、補強土壁と重力式擁壁の設計上の耐震性を比較するために、RW01実験とGW07実験について検討を行った結果を図-4に示す。図-4の縦軸は、計算上擁壁が安定を満足する限界の水平震度で、以下では限界水平震度 k_{her} と称する。限界水平震度の算定においては、まず、滑動、転倒、支持および全体安定に関して、地震時の安定計算を行い、計算上の安全率が許容値を下回る水平震度を求める。得られた4つの水平震度の中から最も小さい水平震度を、擁壁の安定を満足する限界の水平震度として、限界水平震度 k_{her} とした。図-4の

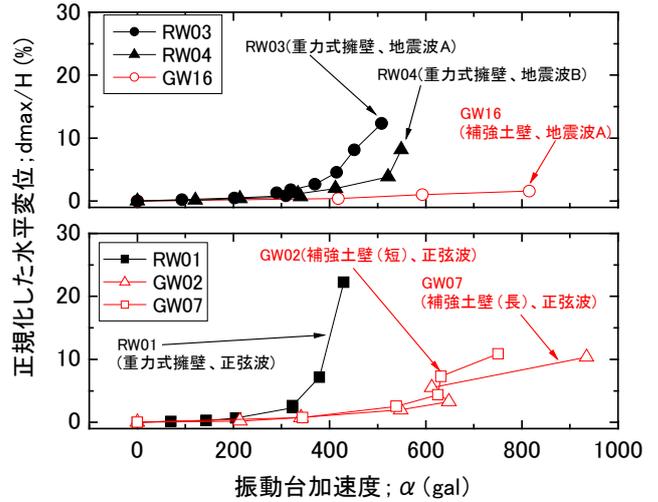


図-3 残留変位の比較

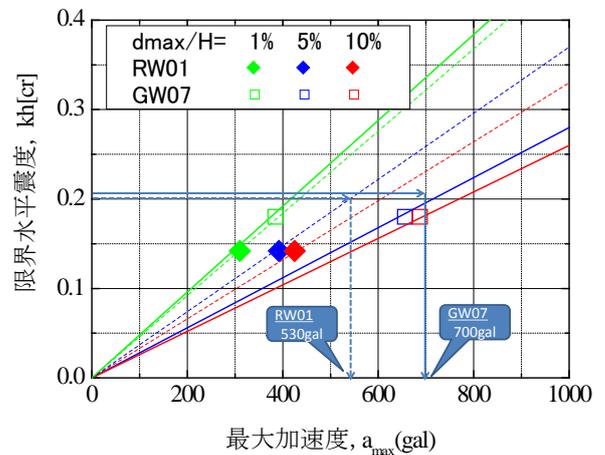


図-4 限界水平震度と地表面加速度および水平変位の関係

横軸は、残留変位が壁高さの1、5、10%を超過した加振レベルにおける地表面最大加速度の最大値を示している。得られたプロットと原点を結んだ直線は、ある水平震度で設計された重力式擁壁あるいは補強土壁がどの程度の加速度レベルまで、所定の変位量以内に収まるかを示している。

例として、設計上の水平震度として、 $k_h = 0.2$ が考慮されていた場合を想定する。この場合、変位量5%を指標とすると、RW01実験より重力式擁壁の場合は地表面加速度530galまで、GW07実験より補強土壁の場合は700galまでは、最大水平変位が5%以内に留まるということを示している。このことより、今回の実験条件の範囲において、重力式擁壁と補強土壁で同様の設計計算法を採用する場合には、補強土壁の設計震度を0.76倍 (=530/700) に低減できることが示唆される。この倍率は、図-4中の限界水平震度と地表面加速度との関係を式(1)にて

表現した際の傾き α の比率に相当する。

$$k_{h[cr]} = \alpha \times (a_{max}/g) \quad \text{式 (1)}$$

ここに、 α : 図-4中に示した限界水平震度と地表面加速度との関係式の勾配、 a_{max} : 地表面最大加速度、 g : 重力加速度

各変位量レベルおよび地震波実験について重力式擁壁と補強土擁壁で α の関係をまとめた結果を表-1にまとめる。正弦波においては、1%変位において重力式擁壁と補強土壁の間にほとんど差異は見られないが、変位レベルが大きくなると概ね0.75~0.8倍程度の倍率であった。地震波加振については、1%変位についてのみの比較となるが、倍率は約0.6倍であった。

これまでは、ジオテキスタイル補強土壁と重力式擁壁について、動的遠心模型実験結果により、震度法を用いつつ補強土壁の耐震性を定量的に評価するための検討を行ってきた。以下では、同様の手法で補強土壁と従来型のコンクリート擁壁との耐震性を比較するために、実被害事例による検討を行った結果を報告する。

3. 実被害事例を用いた検討

現在、道路土工構造物として施工実績が多く、設計・施工マニュアルが整備されている代表的な補強土壁として、ジオテキスタイル補強土壁、テールアルメ補強土壁、多数アンカー式補強土壁がある。ジオテキスタイル補強土壁は高分子の面補強材（ジオテキスタイル）を背後盛土内に敷設する工法であり、壁面工の形式としては金網、コンクリート壁面など多様である。テールアルメ補強土壁は帯状の鋼性補強材とコンクリート製の壁面工から構成される。多数アンカー式補強土壁は補強材としてタイロッドとアンカープレートを用いた補強土壁で、壁面工としてはコンクリート壁面が用いられる。補強材の補強効果として、ジオテキスタイル補強土壁、テールアルメ補強土壁は補強材の引き抜き抵抗を考慮するのに対して、多数アンカー式補強土壁はアンカープレートの支圧効果を考慮する。

安定性照査は、いずれの補強土壁においても図-5に示すように、①補強材・壁面の内的安定、②補強領域の外的安定、③補強領域、基礎地盤を含むすべりに関する検討の3項目に関する照査が行われる。

表-1 設計震度と地表面加速度および変位量の関係

加振条件	変位レベル	重力式擁壁(RW)	補強土壁(GW)	a(GW)/a(RW)
地震波	1%変位	khcr=0.54(amax/g)	khcr=0.33(amax/g)	0.61
	5%変位	khcr=0.46(amax/g)	khcr=0.48(amax/g)	1.04
正弦波	5%変位	khcr=0.37(amax/g)	khcr=0.28(amax/g)	0.76
	10%変位	khcr=0.33(amax/g)	khcr=0.26(amax/g)	0.79

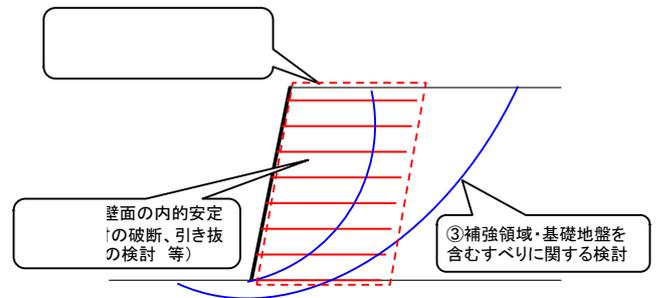


図-5 補強土壁の安定性照査の概略

本検討では、これら3工法の補強土壁およびコンクリート擁壁の新潟県中越地震における被害事例（例えば6）を用いて検討を行った。具体的には、各事例について限界水平震度の算定と各サイトでの地表面最大加速度および被害規模を関連付け、実被害事例を用いてコンクリート擁壁と補強土壁の耐震性を比較することを試みた。ここで、抽出した被害事例の内訳は、表-2の通りである。

限界水平震度は、図-5中、②補強領域の外的安定と③補強領域・基礎地盤を含む滑りに関する安定検討を行い、許容安全率を超過する水平震度のうち、最も小さい水平震度を限界水平震度とした。ただし、対象とした3工法の補強土壁の設計マニュアルとコンクリート擁壁とでは、外的安定検討時における作用として、地震時土圧と慣性力の考え方が異なるため、本検討においてはコンクリート擁壁の考え方に準拠して、地震時土圧と慣性力を同時に作用させる方法を全事例に対して採用した。全体安定については、補強土壁とコンクリート擁壁とで抵抗メカニズムが異なるので、各設計マニュアルに準拠し行った。

なお、最大加速度は末富ら7)による地盤条件を考慮した観測記録の空間補間の結果から得られた地表面における最大加速度の分布図に基づいて設定した。

被害規模については、文献6)を参考として小規模被害（軽微な路面補修等で復旧可能）、中規模被害（通行止めを要するなど、比較的小規模な復旧工事が必要）、大規模被害（再構築を含む大規模な復旧工事が必要）に区分したが、本事例検討の範囲では、大規模被害に相当する事例はなかった。

図-6に検討結果をまとめる。小規模被害について

表-2 収集事例の内訳

擁壁形式	小規模被害事例	中規模被害事例
コンクリート擁壁	—	11事例
ジオテキスタイル補強土壁	20事例	5事例
テールアルメ補強土壁	33事例	9事例
多数アンカー式補強土壁	8事例	6事例

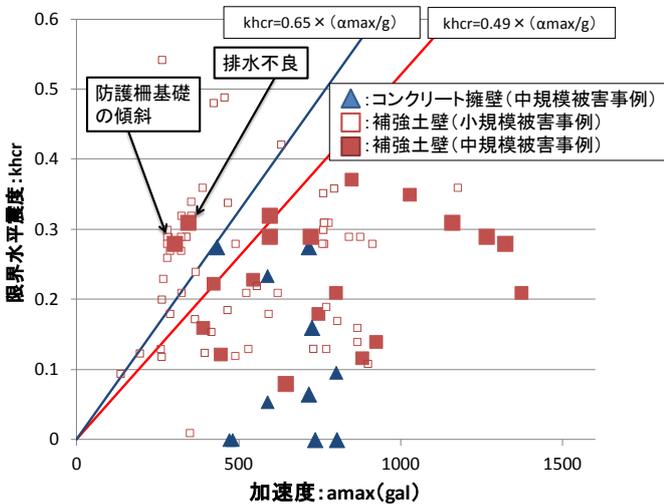


図-6 被害事例による検討結果

は、路面に微小なクラックが入る程度の事例も含んでいるため、中規模被害事例に着目すると、コンクリート擁壁の場合は $k_{hcr}=0.65 \times (a_{max}/g)$ で、補強土壁天端の防護柵基礎の傾斜や排水施設が適切に施工されていなかった事例を除くと、 $k_{hcr}=0.49 \times (a_{max}/g)$ の直線を設定できる。

両者の比率は0.75 (=0.49/0.65) 程度であり、表-2に示した動的遠心模型実験より得られる値の範囲内に収まる結果となった。一方で、一般に耐震性が高い補強土壁であっても、不適切な盛土材の使用、不適切な付帯構造物の存在⁸⁾や排水不良等により、適切に施工がなされたコンクリート擁壁を下回る性能を示しうるという点も、本検討から得られた重要な教訓である。

4. まとめ

本報告では、動的遠心模型実験ならびに被害事例の分析により道路土工構造物として使用される補強土壁の耐震性とコンクリート擁壁の耐震性を比較した。その結果、震度法と許容安全率を用いた設計法においても、コンクリート擁壁と比較して、耐震性の優位性が確認できた。今後は粘り強い補強土壁の変形特性をより合理的に評価する手法の確立が必要となる。

謝辞

本検討にあたっては、補強土（テールアルメ壁）設計施工マニュアル第4回改訂委員会（太田秀樹委員長）、多数アンカー式補強土壁第3回マニュアル改訂委員会（三浦均也委員長）において、助言を頂いた。特に、事例分析は各工法協会諸氏の協力によるところが大きい。末筆ながら関係各位に謝意を表する。

参考文献

- 1) 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、2000
- 2) 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3回改訂版、2003
- 3) 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3版、2002
- 4) 榎本忠夫、中島進、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1 実験条件および遠心力載荷時の安定性）、ジオシンセティックス論文集、Vol. 25、pp.161～168、2010
- 5) 松尾修、齋藤由紀子、岡村未対：擁壁に作用する地震時主働土圧に関する考察及び比較計算、第26回地震工学研究発表会講演論文集、pp.729～732、2001
- 6) 水橋正典、杉田秀樹、佐々木哲也：2004年新潟県中越地震におけるジオテキスタイル補強土壁の事例解析、土木学会第62回年次学術講演会、CD-ROM、2007
- 7) 末富岩雄、石田栄介、福島康宏、磯山龍二、澤田純男：2004年新潟県中越地震における最大地震動分布評価について、土木学会振興調整費プロジェクト、2006
- 8) 北村佳則、長尾和之、松澤佳一、永倉秀典：共振を受けたテールアルメの現地調査（第一次調査）—補強盛土内部の調査および健全性評価—、第40回地盤工学研究発表会、pp.1959～1960、2005。

中島 進*



公益財団法人鉄道総合技術研究所構造物技術研究部基礎土構造研究室 副主任研究員（前独立行政法人土木研究所つくば中央研究所材料地盤研究グループ土質・振動チーム 専門研究員）
Susumu NAKAJIMA

藪 雅行**



独立行政法人土木研究所つくば中央研究所地質・地盤研究グループ施工技術チーム 総括主任研究員
Masayuki YABU

石原雅規***



独立行政法人土木研究所つくば中央研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム 主任研究員
Masanori ISHIHARA

佐々木哲也****



独立行政法人土木研究所つくば中央研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム 上席研究員
Tetsuya SASAKI