

急角度の地山補強材を用いた 既設もたれ壁の耐震補強に関する研究

谷口 善則¹・池本 宏文²・鈴木 健一³・高崎 秀明⁴・藤原 寅士良⁵

¹フェロー会員 ジェイアール東日本コンサルタンツ株式会社 本社技術本部
(〒1711-0021 東京都豊島区西池袋1-11-1)
E-mail: taniguchi@jrc.jregroup.ne.jp

²正会員 東日本旅客鉄道株式会社 JR東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所
(〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町2-479)
E-mail: ikemoto@jreast.co.jp

³正会員 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター (〒151-8578 東京都渋谷区代々木2-2-6)
E-mail: suzukiken@jreast.co.jp

⁴フェロー会員 東日本旅客鉄道株式会社 JR東日本研究開発センター フロンティアサービス研究所
(〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町2-479)
E-mail: h-takasaki@jreast.co.jp

⁵正会員 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター (〒151-8578 東京都渋谷区代々木2-2-6)
E-mail: t-fujiwara@jreast.co.jp

都市部鉄道沿線の切土箇所にあるもたれ壁は、壁体背面近傍に用地境界が存在する 경우가多く、地山補強材を壁体前面から打設する従来の工法では適用が困難となる。本研究では用地内に納まるように地山補強材を壁体背面側から急角度で打設し、壁体上部で一体化する耐震補強工法を提案した。本補強工法の補強効果、補強メカニズムを検証するため、実物の1/10程度の縮尺模型を用いた振動台実験を実施した。その結果、地山補強材の長さに応じて、耐震性の向上が図られること、もたれ壁の転倒変位を抑制する効果が高いことを確認した。また、実験で計測した抵抗力に基づき、ニューマーク法を用いた検証解析を行い、ニューマーク法が安全側の設計計算手法となる点を確認した。

Key Words: *leaning-type retaining wall, seismic retrofitting, micropiling, shaking table test, Newmark's method*

1. はじめに

鉄道沿線には、多くの土留め構造物が存在し、その中でも、もたれ壁は延長距離が最も長く、全ての土留め構造物の約40%¹⁾を占めている。現在、JR東日本では、首都直下地震に備えた耐震補強対策を進めており、その対象の線区においても、同様に多くのもたれ壁が存在する。

もたれ壁は、現行の設計標準におけるレベル1地震動程度の耐震検討をもとに作成された標準図²⁾³⁾に従い、建造された構造物であるため、レベル2地震動に対して十分な耐震性を有していないものも存在する。そのため、兵庫県南部地震、東北地方太平洋沖地震などの大地震において、崩壊に至る被害が生じている事例がある⁴⁾⁵⁾。中島ら⁶⁾、雪岡ら⁷⁾は、1923年の関東地震から東北地方

太平洋沖地震までの大地震を対象に、鉄道を中心に道路⁸⁾・建築⁹⁾の分野において、もたれ壁の被害分析を実施し、被害の8割強が傾斜・転倒、あるいは壁体の亀裂によるものであると報告している。そのため、もたれ壁の耐震補強においては、もたれ壁の傾斜や転倒を防止しつつ、壁体が破壊に至らないように対策を行うことが重要となる。

一方で都市部鉄道沿線の切土箇所にあるもたれ壁は、壁体背面近傍に用地境界が存在する 경우가多く、**図-1**に示すような地山補強材を壁体前面から打設して補強する従来の工法は、適用が困難となる。そこで、筆者らは、**図-2**に示すように、用地内に納まるように、壁体背面側から急角度で地山補強材を打設し、壁体上部において一体化する耐震補強工法を提案した(以下、提案工法と

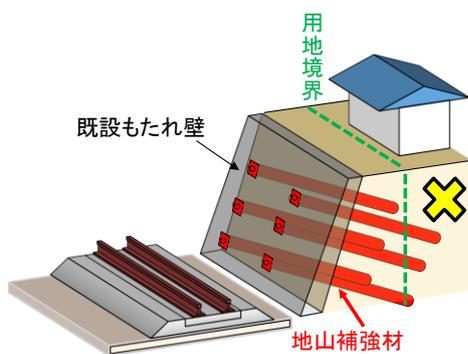


図-1 従来工法

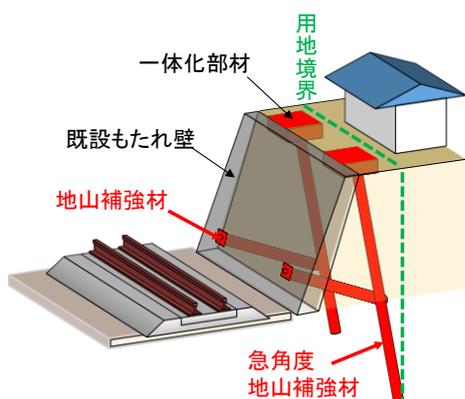


図-2 提案工法

称する)。

本稿では、提案工法の補強効果、補強メカニズムの検証のために実施した振動台実験、および擁壁の設計で用いるニューマーク法により、振動台実験の検証解析を実施したことから、その内容について報告する。

2. もたれ壁に対する耐震補強工法

(1) 既往の補強工法

もたれ壁の耐震補強に関しては、これまでに実験的、解析的なアプローチにより、研究が行われている。

清宮ら¹⁰⁾は、グラウンドアンカーを用いたもたれ壁の耐震補強について、有限要素モデルによる非線形動的解析を実施している。その結果、グラウンドアンカー1本を壁体の上部に設置したケースでは、もたれ壁上部での変位は抑制されるものの、もたれ壁下部の水平変位は大きくなり、もたれ壁下部が滑動する挙動になる点が確認されている。また、グラウンドアンカーを壁体の上部、下部に1本ずつ設置したケースでは、全体的に変位が抑制され、耐震性が向上したと報告している。なお、グラウンドアンカーを矢板式岸壁やケーソン式護岸などの耐震補強に用いた場合の振動台実験^{例えば¹¹⁾}が行われており、地震時の変形抑制効果が確認されている。

中島ら⁶⁾、雪岡ら⁷⁾は、無体策、ネイリング補強、およびH鋼杭とタイロッドによる補強に対して、重力場での振動台実験を実施した。実験結果より、無体策では傾斜、転倒破壊の形態が顕著になることを示している。ネイリング補強では、もたれ壁の上部に補強を行うことで、傾斜、転倒破壊を効果的に補強することが可能であり、上部、および下部の2段に補強を行うことで、崩壊形態は、転倒から滑動へと変化し、耐震性が向上したと報告している。また、H鋼杭とタイロッドによる補強は、H鋼杭による水平抵抗力により、傾斜を抑制する効果が発揮されることを確認している。

池本ら¹²⁾は、もたれ壁の前面側から補強できない場合において、壁体の背面側から盛土内に地盤改良体を構築し、壁体と地盤改良体の天端を連結材に繋ぐ工法を提案し、振動台実験により補強効果、および補強メカニズムを検証している。実験から、壁体、地盤改良杭、および背面盛土が一体で挙動することで、もたれ壁の転倒、滑動が抑止され、耐震性が向上する点を確認している。また、補強メカニズムは、地盤改良杭の前面、底面における地盤反力、および周面抵抗力が発揮されると示している。

既往の研究では、様々な補強工法が提案されているが、壁体背面に用地の制約を受ける場合を想定した工法の研究は少ない。また、H鋼杭とタイロッドによる補強工法や地盤改良杭を用いて壁体と連結する補強工法は、壁体の背面側での施工が可能であるが、比較的、大型の施工機械が必要となることから、用地の制約を受ける箇所での適用には課題がある。

(2) 急角度の地山補強材を用いた補強工法

提案工法は、図-2に示すようにもたれ壁背面近傍に用地境界が存在し、用地の制約を受ける場合において、壁体背面側から急角度で地山補強材を打設し、壁体上部で壁体と一体化する工法である。急角度で打設する地山補強材(以下、上部補強材と称する)は、主にもたれ壁の傾斜、転倒に対して抵抗することを想定している。また、もたれ壁の滑動に対する抵抗力が低い場合は、壁体下部において地山補強材(以下、下部補強材と称する)を打設する。

地山補強材の施工に際しては、大型の施工機械が使用できないため、小型の機械でも施工可能な小径(ネイリング)、もしくは中径(マイクロパイリング)の棒状補強材を用いる。また、壁体と上部補強材の一体化の方法は、もたれ壁にあと施工アンカーを施工し、コンクリート、もしくは鋼材を用いて連結(以下、一体化部材と称する)する。一体化部材は、上部補強材からの引張力とせん断力の伝達する構造とする。

なお、本工法では、補強に伴い、土圧など壁体への作

表-1 実験ケース

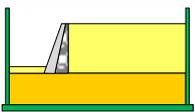
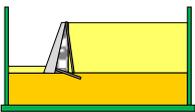
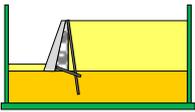
	補強の有無	断面
Case1	無対策	
Case2	上部補強材:540mm($\beta=2.9$) 下部補強材:230mm	
Case3	上部補強材:790mm($\beta=6.1$) 下部補強材:230mm	

表-2 相似率

パラメーター	実物/模型	相似率
長さ	λ	10
密度	1	1
時間	$\lambda^{0.75}$	5.6
加速度	1	1
曲げ剛性	$\lambda^{4.5}$	31623

表-3 模型地盤の物性値

土層	材料	密度	単位体積重量 γ	内部摩擦角 ϕ_{bank}
背面地盤	東北珪砂 6号	相対密度 D_r 80%	15.9 kN/m ³	44.4°
支持地盤	東北珪砂 6号	相対密度 D_r 90%	16.3 kN/m ³	45.5°
栗石層	鹿島砂 8~12mm	乾燥密度 ρ_d 1.60g/cm ³	15.7 kN/m ³	36.9°

用が大きくなり、耐力が不足する場合も考えられるため、その場合は必要に応じて壁体の補強を行う。

3. 振動台実験

(1) 模型実験の概要

a) 模型および実験ケースの概要

提案工法の補強効果、補強メカニズムを検証するため、重力場での振動台実験を実施した。実験は、表-1 に示す3ケースであり、Case1は無対策、Case2は、上部補強材を背面地盤と基礎地盤の境界位置まで施工したケース、Case3は、上部補強材を基礎地盤まで施工したケースである。下部補強材は、Case2、およびCase3ともに同じ長さの条件である。図-3に模型概要、計測機器の配置を示す。実験の模型縮尺は1/10とし、表-2に示す λ が提案する相似則¹³⁾を用いた。もたれ壁は実物高さ5m程度と想定して、模型は0.53mとした。材質はアルミニウム

を用いて、単位体積重量がコンクリート相当となるように構築した。模型地盤は、東北珪砂6号を用いて、相対密度 D_r が背面地盤は80%、支持地盤は90%となるように作製した。もたれ壁の背面には、標準図^{2,3)}に従い栗石層を設けることとし、材料は鹿島砂を用いて作製した。表-3に模型地盤の物性値を示す。

地山補強材の模型は、実施工に中径棒状補強材($\phi 150\text{mm}$ 程度)の適用を想定し、実験では15mm×15mmの亚克力樹脂性の角棒を用いた。地山補強材模型の材料選定にあたっては、地震時土圧の計算において修正物部岡部式の一次すべり線(水平震度 $k_H=0.2$ 、崩壊角 52.6°)以深の長さ l に対して、 βl (β :杭の特性値)が想定している実構造物と概ね一致させるとともに曲げ剛性も表-2を概ね満足するようにした。なお、亚克力樹脂性の角棒のヤング係数は引張試験の結果、 2.8kN/mm^2 であった。地山補強材は、土槽奥行方向600mmに対して、上部地補強材、下部補強材ともに2本配置し、打設角度は 80° とした。また、地山補強材の周面には、地盤との摩擦を近似させるために珪砂を貼付けた。もたれ壁と地山補強材の結合は、ピン結合とし、ユニバーサルジョイントを用いた。また、地山補強材の軸方向、軸直角方向の抵抗力を計測するために、地山補強材と壁体の接続部にはロードセル(上部補強材:2方向、下部補強材:1方向)を設置した。背面地盤の表面には、実物で 10kN/m^2 の上載荷重を想定して、 1kN/m^2 の鉛袋を設置した。

b) 加振条件

加振はJR東日本研究開発センター所有の水平振動試験装置を用いて重力場により実施した。加振波形は、鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計¹⁴⁾に示されるL2地震動(スペクトルII)の地表面設計地震動波形のピーク周波数が1Hz程度であることをもとに、相似則を考慮して時間補正し、正弦波5Hz、10波とした。加振ステップは、0~200galは1ステップ50gal間隔、それ以降は1ステップ100gal間隔で段階的に増加させた。加振は、最終的に試験体の崩壊形状が明確になるところまで行い、Case1では400gal、Case2では800gal、Case3では1100galまで行った。なお、本論文で「Ogal加振」と示す加速度は振動台の目標加速度を示しており、実際に入力されている加速度とは若干の増減がある。

(2) 実験結果および考察

a) もたれ壁の残留変位と崩壊形態

図-4、図-5は各加振における振動台最大加速度と壁体下部残留水平変位(滑動)、残留回転角(転倒)の関係を示す、図-6~8は各ケースにおいて、すべり面が顕著に生じた際の加振後の状況状況写真を示す。Case1は、150gal加振以降から変位が発生し、400gal加振で背面地

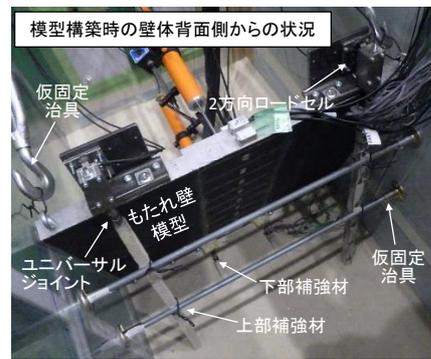
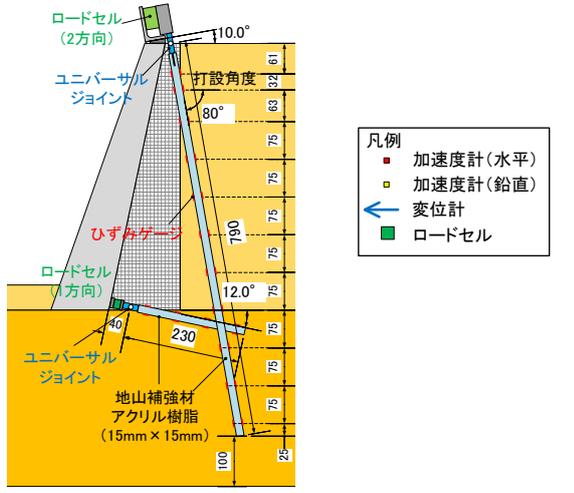
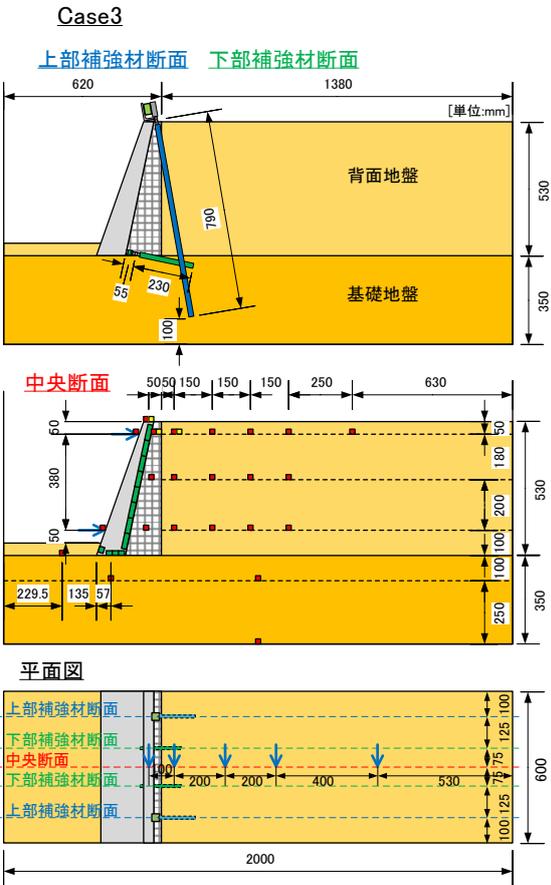
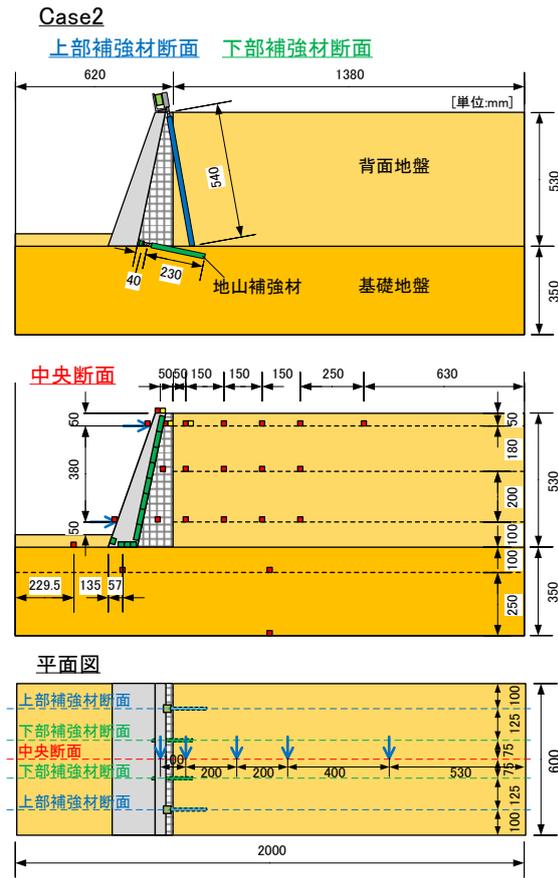
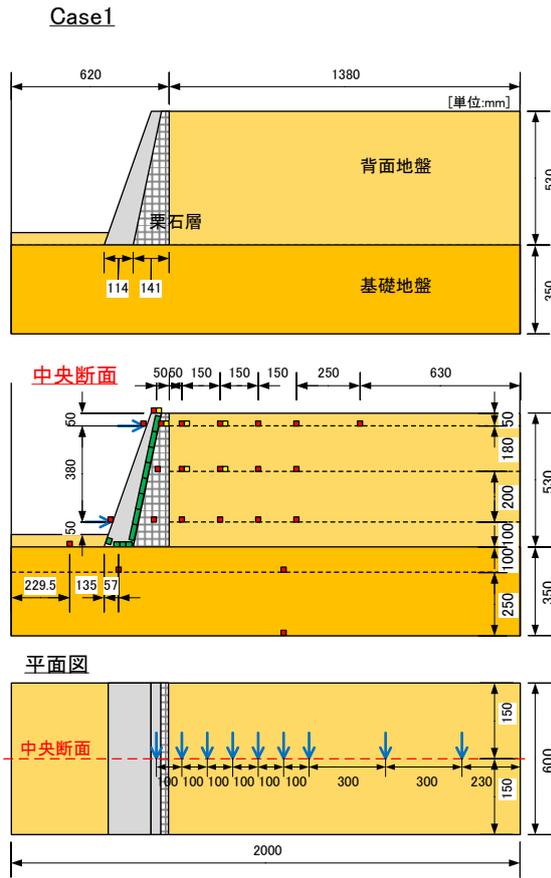


図-3 模型概要図

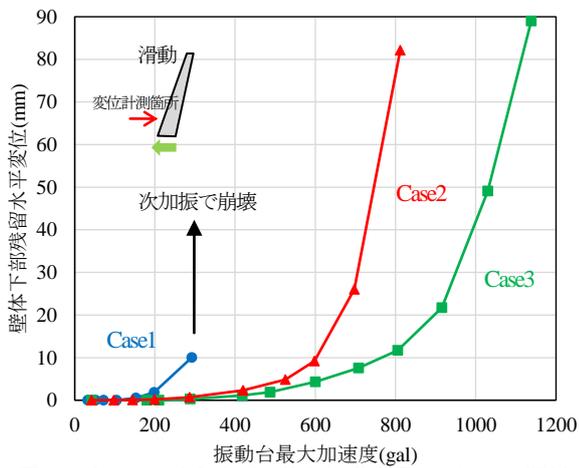


図-4 壁体下部残留水平変位と振動台最大加速度の関係

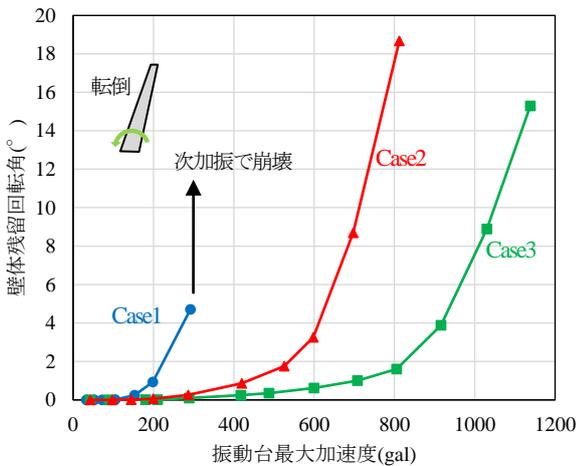
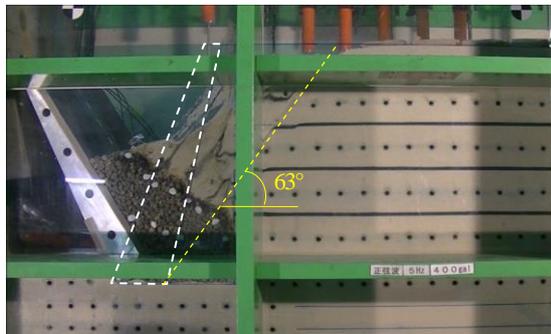
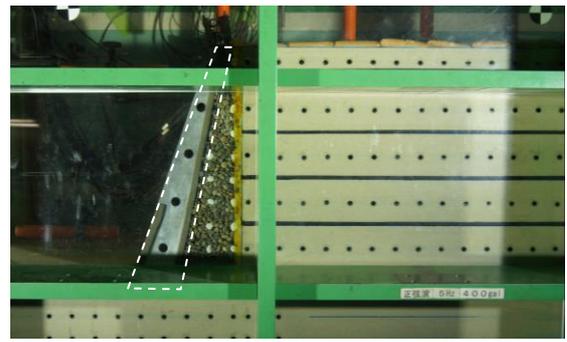


図-5 壁体残留回転角と振動台最大加速度の関係

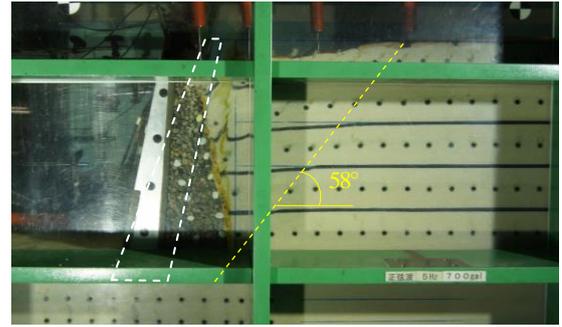


(a) 400gal 加振後
図-6 Case1 の加振後の状況写真

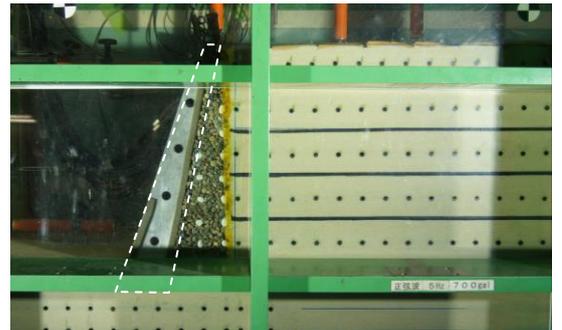
盤にすべり面（崩壊角：約 63° ）が生じて崩壊した。Case2 は 300gal 加振から変位が増加しはじめ、700gal 加振において背面盛土にすべり面（崩壊角：約 58° ）が生じて、800gal 加振で崩壊した。それに対して、Case3 では、400gal 加振から変位が発生しはじめ、1000gal 加振において崩壊角度の小さいすべり面（崩壊角：約 36° ）が発生し、1100gal 加振で崩壊した。Case2, Case3 を比較すると補強材の長さに応じて、滑動、転倒の変位が抑制され、耐震性が向上していることが確認できる。



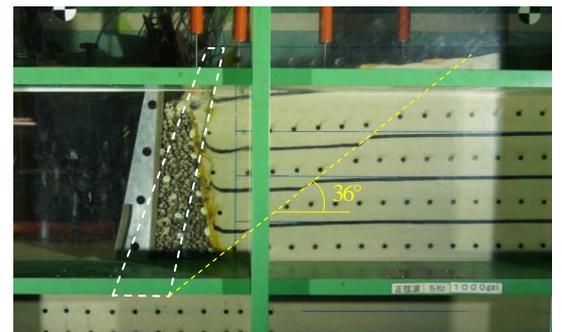
(a) 400gal 加振後



(b) 700gal 加振後
図-7 Case2 の加振後の状況写真



(a) 700gal 加振後



(b) 1000gal 加振後
図-8 Case3 の加振後の状況写真

また、各ケースともに、滑動、転倒の両方が発生する崩壊形態となっている。

図-9 は、縦軸に壁体上部と壁体下部残留水平変位の差分をとり、横軸に壁体下部残留水平変位で整理したものである。グラフが破線の 45° ラインよりも左側になると転倒モードが支配的となり、右側になると滑動モー

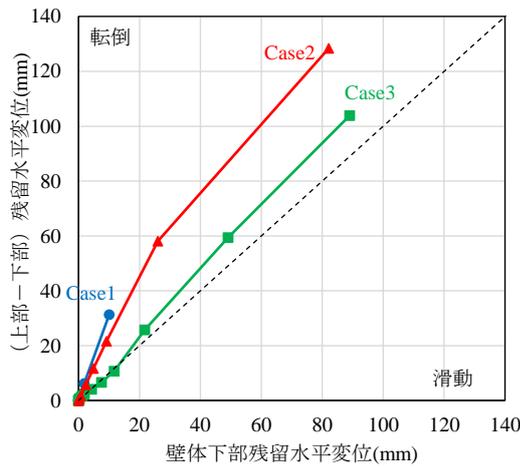
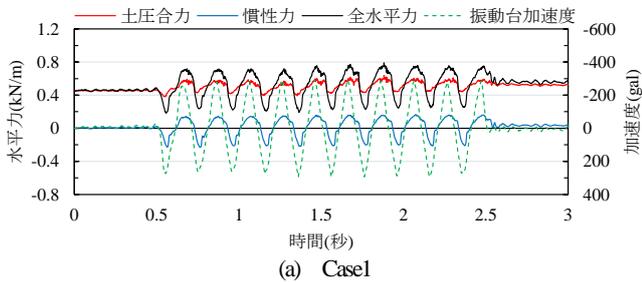
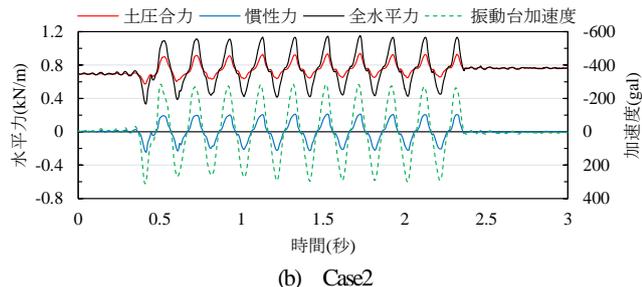


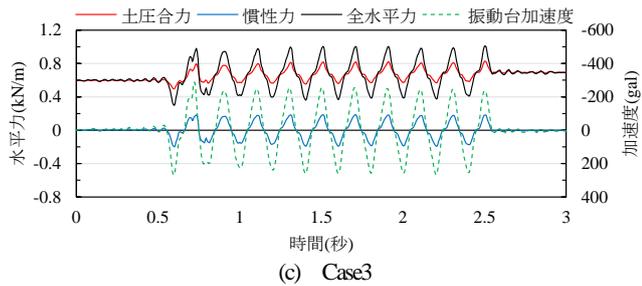
図-9 崩壊モードの比較



(a) Case1



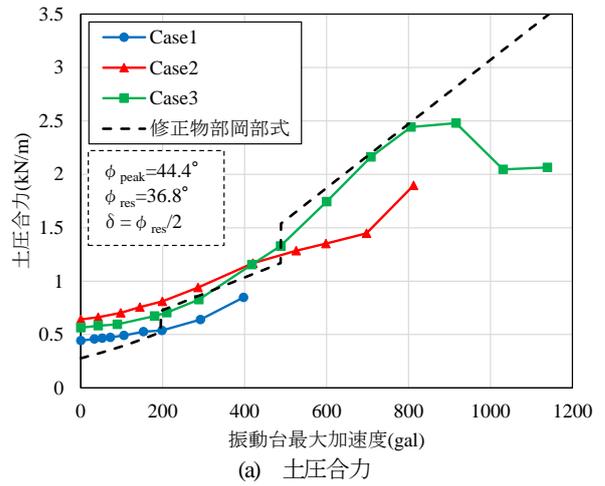
(b) Case2



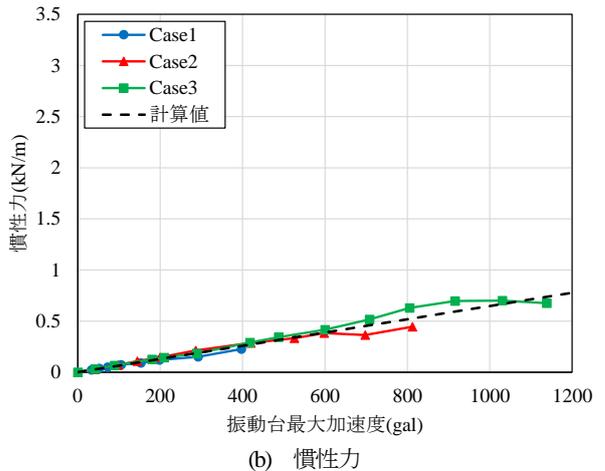
(c) Case3

図-10 壁体に作用する水平力の時刻歴波形 (300gal加振)

ドが支配的となる。全てのケースにおいて、破線よりも左側に位置しており、主に転倒モードであったことが分かる。また、無対策の Case1 は、転倒モードが支配的になっており、過去の地震被害の傾向と一致している。Case2, Case3 の順に補強材の長さが大きくなるに従い、グラフは破線に近づく傾向を示しており、上部補強材によって、転倒に対する抑止効果が高くなることが確認できる。



(a) 土圧合力



(b) 慣性力

図-11 壁体に作用する水平力の比較

b) もたれ壁に作用する水平力

図-10 は、各ケースの 300gal 加振における土圧合力、慣性力、全水平力、振動台加速度の時刻歴波形を示したものである。土圧合力は、もたれ壁模型背面に設置した 2 方向ロードセルの計測値から、壁面に作用する水平土圧を求めたものであり、模型構築時の土圧を加算したものである。慣性力は、壁体の上部・下部に設置した加速度計の計測値を平均して、壁体質量を乗じて求めた。全水平力は、土圧合力と慣性力の和である。全てのケースにおいて、土圧合力と慣性力は同位相となっており、補強に伴い位相特性は変わらないことが分かる。

図-11(a), (b)は、各加振において、全水平力が最大となる時刻の土圧合力と慣性力について、振動台最大加速度との関係をまとめたものである。図-11(a)には、修正物部岡部式により、背面地盤の三軸圧縮試験の結果 ($\phi_{peak}=44.4^\circ$, $\phi_{res}=36.8^\circ$, $\delta=\phi_{res}/2$) を用いて計算したのも併記している。また、図-11(b)に慣性力は、振動台最大加速度に壁体質量を乗じた計算値も併記している。

地震時土圧の実験値と計算値は、模型構築時 (図中の振動台最大加速度 0gal) では実験値が大きい傾向を示す

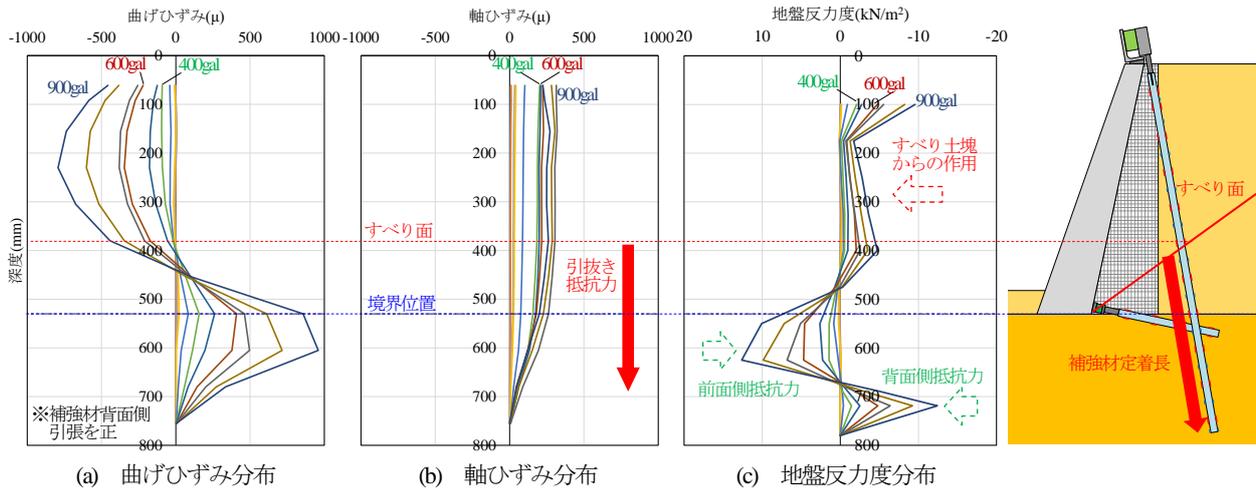


図-12 全水平力最大時刻時の曲げひずみ・軸ひずみ・地盤反力度 (Case3)

ものの、加速度が大きくなると両者は概ね一致し、壁体の変位が大きくなる加速度より、実験値は計算値よりも小さくなる傾向を示している。模型構築時に実験値が大きくなるのは、もたれ壁の特性上、壁体の自重によって、栗石層や背面地盤にもたれかかるためであると考えられる。また、降伏震度以降に地震時土圧が計算値よりも小さくなる傾向は、渡辺ら¹⁵⁾の既往の研究と定性的に一致している。また、慣性力は、実験値と計算値が概ね一致する傾向となっており、補強に伴う壁体の応答加速度の増加はなく、壁体には概ね振動台の入力加速度相当の慣性力が生じていることが分かる。

c) 地山補強材の曲げひずみ・軸ひずみ

図-12は、Case3の各加振において全水平力が最大となる時刻の(a)曲げひずみ、(b)軸ひずみ、(c)地盤反力度を示したものである。地盤反力度は、ひずみゲージ計測値に基づき文献16)を参考に算出している。(b)軸ひずみ分布は、すべり面以深において勾配を有しており、この範囲で上部補強材の引抜き抵抗力が発揮されていることが確認できる。曲げひずみ分布は、すべり面付近を反曲点としたS形状となっている。これは、(c)地盤反力度から、ピン結合された上部補強材に対して、すべり線以浅では、すべり土塊から補強材を押し方向に作用が生じ、すべり面以深では、地山補強材の前面、および背面に地盤抵抗力が生じるためであると推定される。(c)地盤反力度の計算値から、すべり線以浅の土塊からの作用の合力を求めると、上部補強材1本当たり、0.025kN/本(土槽奥行1m当たり0.08kN/m)程度であり、壁体に作用する地震時土圧に比して、その大きさは小さいことが分かる。

図-13は、Case3の背面盛土と支持地盤の境界位置(深度530mm)における曲げひずみと軸ひずみの関係を加振ごとに示したものである。加速度が500galまでは、各加振において、軸ひずみよりも曲げひずみは小さくなる傾向にあり、上部補強材は主に引抜き抵抗力で抵抗してい

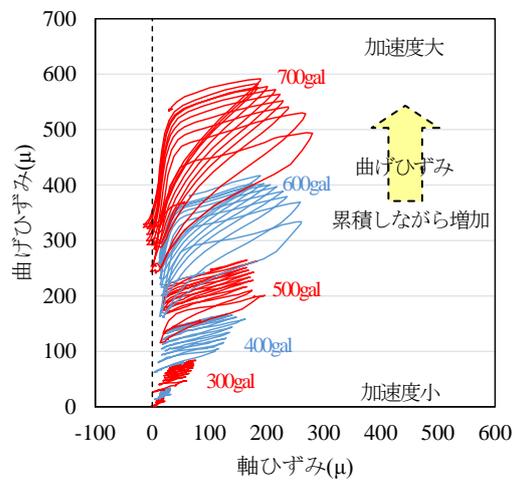


図-13 境界位置における曲げひずみと軸ひずみの関係

ることが分かる。それに対して600gal以降は、軸ひずみよりも曲げひずみが大きくなる傾向を示しており、引抜き抵抗力に加えて、地山補強材の曲げ抵抗力により抵抗しているものと推定される。また、曲げひずみは加振に伴い、累積しながら増加する傾向が確認できる。

d) 地山補強材に働く軸力・水平力

図-14は、Case2、Case3における振動台の最大加速度と、壁体と上部補強材の接続部に生じる軸力、水平力および下部補強材に生じる軸力の関係を示したものである。軸力、水平力は、2方向ロードセルの計測値であり、2本の地山補強材の平均値である。Case2では、上部補強材軸力は300gal程度まで増加するが、300gal以降の増加は小さい。また、上部補強材水平力は、加速度の低い段階から増加は見られない。これは、Case2では、300gal加振から転倒の変形が卓越している点を考慮すると、地山補強材の引抜き抵抗力が上限値に達して、変形が進行するため、それ以降に地山補強材の抵抗力は発揮されなかったものと考えられる。それに対して、Case3では、

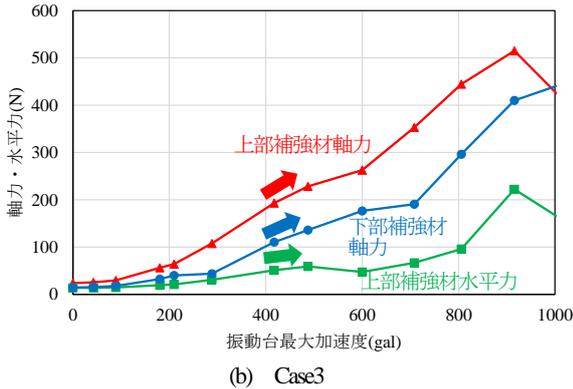
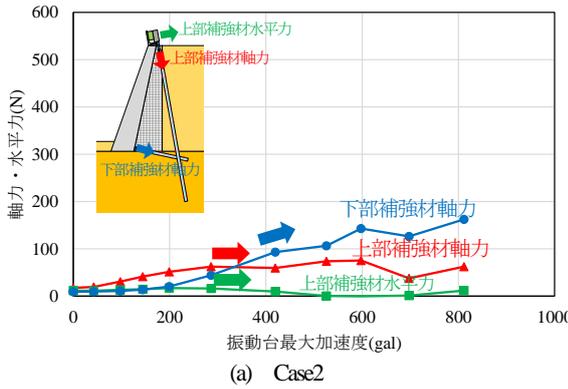


図-14 地山補強材に働く軸力・水平力

上部補強材軸力、水平力は加速度に応じて増加しており、地山補強材の引抜き抵抗力、および曲げ抵抗力が発揮されていることが分かる。

以上から、地山補強材の曲げ抵抗力を期待するには、補強材を背面地盤と支持地盤の境界以深まで長くするなどして、地山補強材の引抜き抵抗力を確保する必要がある。また、下部補強材の軸力は、Case2、Case3ともに加速度に応じて増加する傾向を示している。

4. ニューマーク法を用いた検証解析

鉄道の盛土や擁壁の設計においては、地震時における残留変位量を計算する方法として、ニューマーク法が用いられている¹⁷⁾¹⁸⁾。擁壁の検討では、地震時土圧と擁壁躯体の慣性力を作用力として考慮し、擁壁底面、および前面に生じる地盤抵抗を抵抗力として評価している。

提案工法において、ニューマーク法を用いて残留変位を計算する場合は、擁壁と比較して、上部補強材、下部補強材の抵抗力が付加されるため、条件の違いによるニューマーク法の適用性を検証する必要がある。そこで、本検討では、はじめに抵抗力について実験値と計算値の比較検証を行う。その後ニューマーク法を用いた検証解析を行い、本提案工法の設計計算方法としてニューマーク法の適用性を確認する。なお、作用力については、3. (1)b)で述べたように実験値と計算値が一致すること

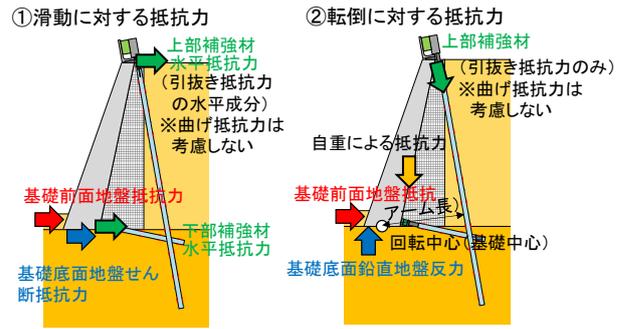


図-15 滑動・転倒において考慮する抵抗力

を確認している。

(1) 抵抗力の比較検証

抵抗力は、図-15 に示すような滑動に対する抵抗力、および転倒に対する抵抗力について、実験値と計算値を比較する。滑動に対する抵抗力は、上部・下部補強材による水平抵抗力、基礎の前面地盤抵抗力、基礎底面の地盤せん断抵抗力を比較する。転倒に対する抵抗力は、影響の大きい上部補強材による抵抗モーメントについて、比較を行うこととし、壁体中心を回転中心として計算する。なお、検証解析においては、上部補強材は引抜き抵抗力のみを評価し、すべり面以浅に生じるすべり土塊からの作用、および上部補強材の曲げ抵抗力は評価しないこととする。

上部・下部補強材抵抗力の実験値は、ロードセルでの計測値を用いて比較した。また、基礎底面地盤せん断抵抗力は、基礎底面中央部のロードセルの計測値に基礎底面の面積を乗じて算出した。計算値に関しては、基礎前面・底面の地盤抵抗力や上部・下部補強材の引抜き抵抗力は、鉄道構造物等設計標準・同解説^{18) 19)}に基づいて算出した。なお、補強材の引抜き抵抗力は、地震時土圧の計算において修正物部岡部式の一次すべり線（水平震度 $k_h=0.2$ 、崩壊角 52.6° ）以深を定着長とみなして計算し、上部補強材、下部補強材の抵抗力の合計値を求めた。表-4、表-5 に水平抵抗力、および抵抗モーメントの計算値を示す。

図-16 は、Case2、3における滑動に対する抵抗力の実験値、計算値の推移を示したものであり、図中には各抵抗力を合計した水平抵抗力合力も示している。また、実験値と計算値が一致した点を○にて表示した。Case2では、実験値は300~600gal程度において計算値と概ね一致し、その加速度以降に抵抗力の増加は少ない。それに対して、Case3では、実験値と計算値が300~500gal程度の範囲で一致し、それ以降、加速度の増加に伴い、実験値は増加する傾向を示している。これらの結果から、Case2のように補強材が短い場合においても、実験値は計算値相当の抵抗力が発揮されることが分かる。また、

表-4 水平抵抗力の計算値 (単位: kN/m)

	基礎前面地盤 抵抗力	基礎底面地盤 せん断抵抗力	上部補強材 水平抵抗力	下部補強材 水平抵抗力	水平抵抗力 合力
Case1	0.123	0.717	-	-	0.840
Case2	0.123	0.717	0.052	0.358	1.250
Case3	0.123	0.717	0.141	0.358	1.339

表-5 抵抗モーメントの計算値 (単位: kN・m/m)

	自重	基礎前面地盤 抵抗力	基礎底面鉛直 地盤抵抗力	上部部補強材	抵抗モーメント 合力
Case1	0.043	0.002	0.038	-	0.083
Case2	0.043	0.002	0.038	0.079	0.162
Case3	0.043	0.002	0.038	0.217	0.300

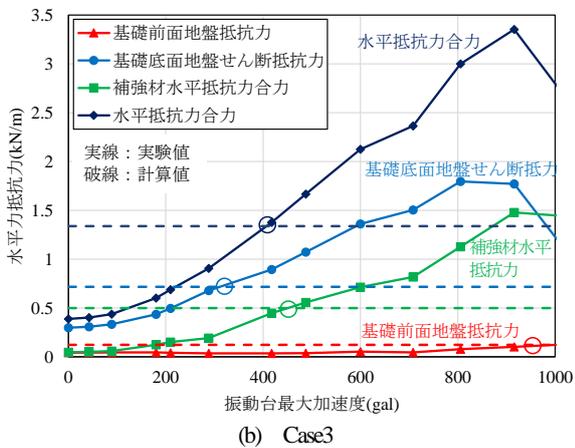
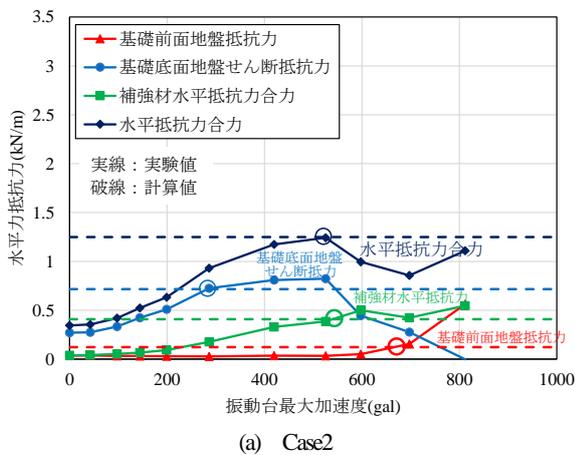


図-16 滑動に対する抵抗力の比較

補強材の長い Case3 では、計算値よりも大きな抵抗力を評価することにより、合理的な設計が可能になることを示唆している。次に、Case2, 3 の補強材水平抵抗力の計算値を比較すると、両者の数値に大きな違いはない。これは、急勾配に設置している上部補強材の抵抗力は小さく、下部補強材の引抜き抵抗力が支配的となっているためであり、滑動の抵抗力としては、下部に比べて上部補強材の効果は小さい。また、水平抵抗力合力は、Case2,

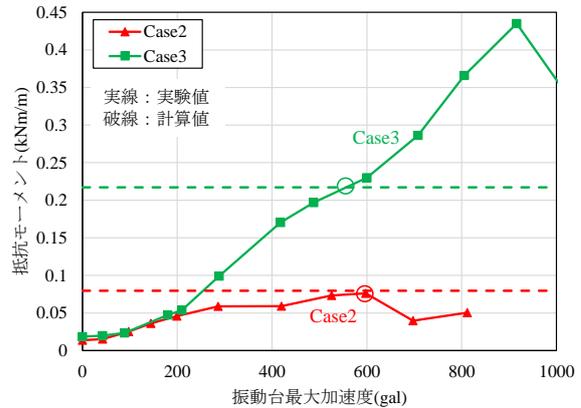


図-17 転倒に対する抵抗力の比較

3 ともに概ね 400gal 程度で実験値と計算値が一致している。

図-17 は、Case2, 3 における転倒に対する抵抗力の実験値、計算値の推移を示したものである。Case2, 3 ともに、実験値と計算値は 600gal 程度において概ね一致している。Case2 の実験値は 600gal 以降に低下傾向であるが、Case3 は増加傾向を示している。滑動の抵抗力とは異なり、Case3 のほうが 2 倍程度以上大きく、急角度の地山補強材は、転倒に対する抵抗力の効果が大きく発揮されていることが分かる。

(2) ニューマーク法による計算

Case1~3 の振動台実験を対象にニューマーク法を用いた検証解析を実施し、本提案工法の設計計算手法として、ニューマーク法の適用性を確認する。入力加速度は、振動台で計測された加速度の時刻歴波形を用い、抵抗力は表-4, 表-5 に示す値を用いて解析を実施した。

図-18 は、解析結果の 1 例として、Case3 の滑動の検討について示したものであり、各図は 50gal 加振から 1000gal 加振までの時刻歴波形を繋げて表示している。解析は以下の(1)~(3)の順序で行う。

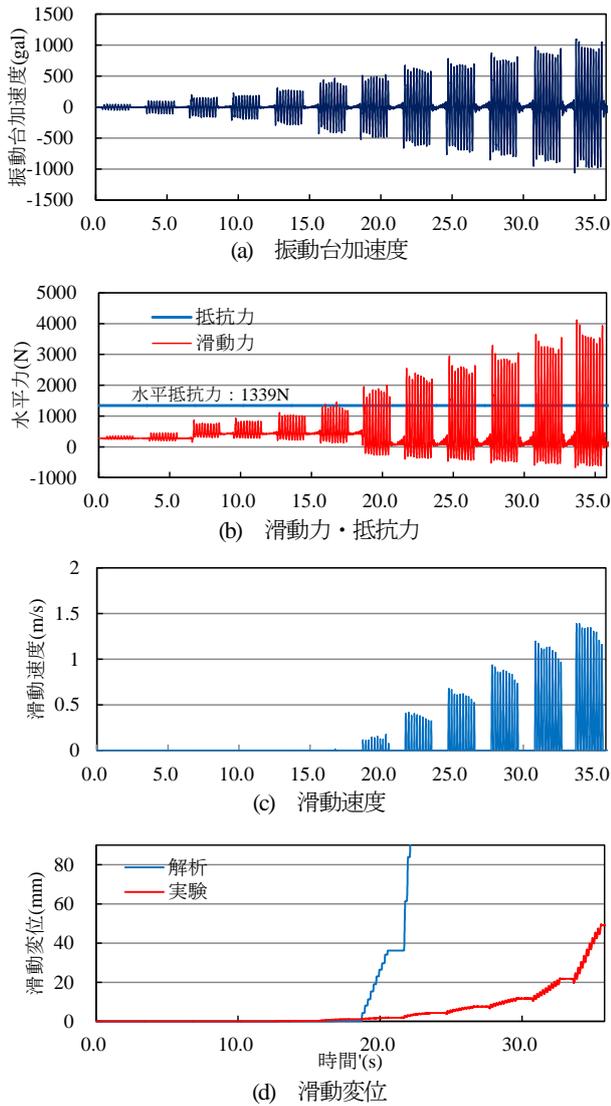


図-18 Case3における滑動の検討

- (1) 振動台加速度 (図-18(a)) をもとに地震時土圧, および壁体の慣性力を求め, 各々を足し合わせて滑動力を求め.
 - (2) 滑動力と抵抗力を比較する (図-18(b)).
 - (3) 滑動力が抵抗力を上回った場合は, 抵抗力以上の滑動力を壁体質量 (70kg/m) で除して, 2 回積分を行い, 滑動速度 (図-18(c)), 滑動変位 (図-18(d)) を求める.
- 図-18 では 500gal において滑動力が抵抗力を上回り, それ以降の加振において, 滑動変位が生じる結果となっている.

図-19 は残留滑動変位, 図-20 は残留回転角について, 各加振後の残留値における解析と実験結果を比較したものである. いずれのケースにおいても, 変位が増加し始める加速度は, 解析と実験で概ね一致する傾向を示しており, 降伏震度に関する再現性は良いものと考えられる. また, 同じ加速度では, 解析は実験よりも残留変位が大きくなる傾向となり, 解析は実験よりも安全側に評価されることが分かる. これは, 解析では, 抵抗力を一定値

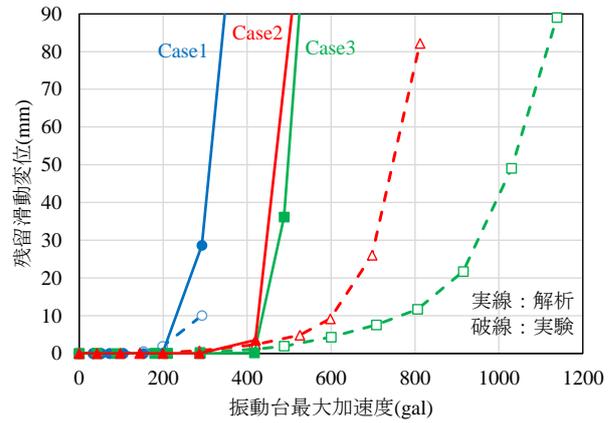


図-19 滑動に対する検討

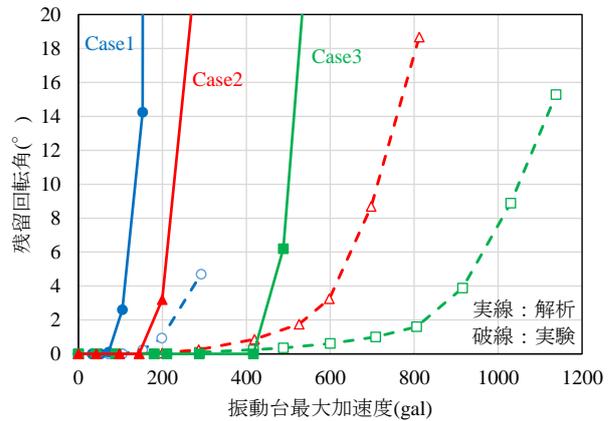


図-20 転倒に対する検討

として入力していることや上部補強材の曲げ抵抗力を見込んでいないこと, 実験では加速度に応じて抵抗力が増加しているが, 解析ではその影響を考慮していないことなどが原因であると考えられる.

以上の結果から, ニューマーク法は, 本提案工法における設計計算手法として, 安全側の結果を与えることが確認できた.

5. まとめ

もたれ壁の背面近傍に用地境界が位置する場合において, 用地内に納まるように壁体背面側に急角度に地山補強材を打設し, 壁体上部において一体化する耐震補強工法を提案した. 提案工法の補強効果, 補強メカニズムを検証するため, 実物の 1/10 程度の縮尺模型を用いた振動台実験を実施し, ニューマーク法を用いた検証解析を行った. 本研究から得られた知見を以下に示す.

- (1) 振動台実験から, 本補強工法により上部補強材の長さを長くすることにより, 耐震性が向上することを確認した.
- (2) 急角度の地山補強材の補強メカニズムは, 主に転倒に対して抵抗することを確認した.

(3)振動台実験を対象にニューマーク法を用いた検証解析を行い、ニューマーク法が本提案工法の設計計算手法として、安全側の結果を与えることを確認した

謝辞：本研究の模型実験、および検証解析の実施にあたり、中島進氏（公益財団法人鉄道総合技術研究所）にご指導、ご協力を頂いた。また、模型実験の実施では、大久保知憲氏（株式会社エムテック）、山下修史氏（ジェイアール東日本コンサルタンツ株式会社）、検証解析の実施において、桐生郷史氏（ジェイアール東日本コンサルタンツ株式会社）に多大なご協力を頂いた。末筆ながら記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 国土交通省監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道路留め擁壁の検査・修繕の手引き，公益財団法人 鉄道総合技術研究所，2013.
- 2) 日本国有鉄道：土構造物の設計施工指針（案），1967.
- 3) 日本国有鉄道：建造物設計標準解説 基礎構造物・抗土圧構造物，1986.
- 4) 鉄道総合技術研究所：兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書，鉄道総研報告，特別第4号，1996.
- 5) 東日本旅客鉄道：特集「東北地方太平洋沖地震と鉄道構造物」，Structural Engineering Data (SED)，No.37，2011.
- 6) 中島進，阿部慶太，江原季映，窪田勇輝，渡辺健治，篠田昌弘：既設鉄道路留め壁の耐震補強工法に関する振動台実験，第57回地盤工学シンポジウム論文集，2013.
- 7) 雪岡剛哲，中島進，阿部慶太，江原季映，窪田勇輝，渡辺健治：地山補強材による既設もたれ壁の耐震対策に関する検討，第58回地盤工学シンポジウム論文集，2013.
- 8) 土木研究所：平成16年（2004年）新潟県中越地震土木施設災害調査報告，土木研究所報告，第203号，2006.
- 9) 橋本隆雄，人見孝：1995年兵庫県南部地震以降の主な地震による宅地擁壁の被害分析とその教訓，宅地地盤の安全性と性能評価に関するシンポジウム発表論文集，pp.3-10，2005.
- 10) 大嶋佑弥，清宮理：グラウンドアンカーによるもたれ式擁壁の耐震補強効果について，土木学会第66回年次学術講演会概要集 第1部門，pp.889-890，2011.
- 11) 三好俊康，吉田誠，田代聡一，合田和哉，清宮理：グラウンドアンカーで補強された矢板式岸壁の耐震性について，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol.65，No.1，pp.345-353，2009.
- 12) 池本宏文，谷口善則，高山真揮，高崎秀明，藤原寅士良：地盤改良杭によるもたれ壁の耐震補強工法に関する検討，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol.71，No.4(地震工学論文集第34巻)，pp.L749-L763，2015.
- 13) Iai, S. : Similitude for Shaking Table Tests on Soil-structure-fluid Model in 1G Gravitational Field, *Soils and Foundations*, Vol.29, No.1, pp105~118, 1989.
- 14) 国土交通省監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，2013.
- 15) 渡辺健治・館山勝・古関潤一：大地震作用における地震時土圧と擁壁の耐震設計に関する考察，第44回地盤工学研究発表会，2009.
- 16) 富永晃司，山本春行：杭頭自由及び固定の単杭が終局状態に至るまでの水平挙動性状に関する理論と実験，構造工学論文集，Vol.37B，pp.1-10，1991.
- 17) 国土交通省監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物，2007.
- 18) 国土交通省監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 土留め構造物，2012.
- 19) 国土交通省監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物，2012.

STUDY OF ASEISMIC RETROFITTING FOR LEANING-TYPE RETAINING WALLS USING MICROPILING CONSTRUCTED AT SHARP ANGLES

Yoshinori TANIGUCHI, Hirofumi IKEMOTO, Kenichi SUZUKI,
Hideaki TAKASAKI and Torajiro FUJIWARA

Site boundary lines are often drawn in close proximity to the rear side of leaning retaining walls constructed on cut banks along urban rail lines; thus, it is difficult to apply conventional aseismic retrofitting methods, where micropilings are inserted perpendicularly into the bank. In this study, methods of aseismic retrofitting were developed for leaning-type retaining walls in which micropilings inserted at sharp angles from the rear side of the walls in the area within the site boundary line are linked to the upper part of walls. In order to confirm the reinforcing effect and mechanisms of such a method, shaking table tests were conducted in the gravity field using a 1/10 scale model. Through these tests, it was confirmed that the earthquake resistance improved according to length of the micropilings, with significant deterring effect on overturn displacement. The calculated displacement based on Newmark's method using experimental data was smaller than that observed by experiment.