

アンカー式補強土壁の地震時変位量の簡易的算定手法 Simplified Calculation Method for Seismic Performance of Multi Anchor Wall

林大瑚¹, 小林睦², 小浪岳治³, 林豪人³, 三浦均也⁴

- 1 豊田工業高等専門学校・専攻科建設工学専攻
- 2 豊田工業高等専門学校・環境都市工学科・makotok@toyota-ct.ac.jp
- 3 岡三リビック・技術開発部
- 4 豊橋技術科学大学・建築・都市システム学系

概 要

一般的に高い耐震性を持つ補強土壁の被災事例が報告されていることから、筆者らは変形メカニズムを明らかにするために通常設計では考慮されない壁体内に地下水が存在する場合のアンカー式補強土壁の地震時性能を模型実験により明示してきた。その結果、補強材が等長の場合、地震時に補強領域が一体化することが分かっている。ところで、現在、土構造物の設計においても性能規定型設計法への移行が進められており、耐震性能照査は想定する地震動により擁壁に生じる変状等に基づいて行うことが求められ、近年はニューマーク法を補強土壁に適用して滑動・転倒モードの変位量を算定する動向がある。そこで、本研究では地震時に補強領域が一体化することに着目し、ニューマーク法を用いて壁体内に地下水が存在するアンカー式補強土壁の滑動モードにおける地震時変位量を簡易的に算定した。その結果、模型実験と概ね同程度の変位量を得られたので報告する。

キーワード：遠心力模型実験、補強土工法、地震、耐震設計、残留変形

1. はじめに

現在、土構造物の設計においても性能規定型設計法への移行が進み、擁壁構造物が準拠する道路土工一擁壁工指針(以下、擁壁工指針と称する)においても2012年に性能規定型設計の考え方が導入された¹⁾。

また近年、一般的に高い耐震性を持つとされる補強土壁が長期供用に伴う壁体機能の経年劣化によって地震時にその高い耐震性を失った事例が報告されている²⁾。そのため、地震時の性能を明示することは重要な課題と考えられ、筆者らは特にアンカー式補強土壁に着目し、適切な設計・施工がなされることを前提に設計では通常考慮されることがない壁体内に地下水が存在する場合の地震時被災メカニズムを模型実験により明示してきた。それらの結果の一つとして、補強材長が等長のケースでは地震加速度が $2m/s^2$ 程度ならば地震時に補強領域が一体化する挙動を示すために補強土壁は高い耐震性を保持することが分かっている³⁾。

しかしながら、アンカー式補強土壁の地震時変位量を算定する手法を検討した研究事例は多くない。また、擁壁工指針では、慣用的な設計法や補強土壁の施工実績ならびに経験を踏まえて適切に設計・施工を行えば、常時・降雨・地震動の作用に対して、所定の範囲内であれば所定の性能

を満たすとみなしている⁴⁾。そのため、これに準拠する多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル(以下、マニュアルと称する)においても、これまでの経験則に基づき、従前からの慣用的な設計法が設計の基本方針とされている⁵⁾。

一方で、性能規定型設計法においては、擁壁構造物の耐震性能照査は想定する地震動の作用に対し、要求性能を確保するために地震時に擁壁に生じる変状・損傷が許容範囲内におさまるかどうかについて照査されることが求められている⁶⁾。そのため、近年では擁壁の耐震性を表す1つの指標である残留変位量を算定する動向があり、その例として、ニューマーク法⁷⁾を帯鋼補強土壁やジオテキスタイル補強土壁に適用し、滑動・転倒モードの地震時変位量を算定しようとする研究⁸⁾⁹⁾、鉄道構造物等設計標準・同解説一土構造物¹⁰⁾(以下、設計標準と称する)がある。アンカー式補強土壁においても同じくニューマーク法を適用して変位量を算定した研究¹¹⁾があるが、地下水の存在は考慮されていない。

そこで、本研究では地震時変位量を算定するために補強領域が一体化することに着目し、ニューマーク法を用いて、壁体内に地下水が存在するアンカー式補強土壁の滑動モードにおける地震時変位量を簡易的に算定することを目的とした。

2. 模型実験

本算定手法の対象となる模型実験は既往の研究に即し、遠心力場浸透加振実験を行った。

2.1 実験条件

表1に実験条件、図1, 2に等長モデルおよび実施工モデルの模型地盤概要図を示す。いずれの模型地盤も壁高8mを想定しており、50倍の遠心加速度場で実験を行うために縮尺は1/50とした。使用材料には豊浦砂を用いて、含水比10%の下で湿潤振動締固め法により作製した。また、浸透加振実験は相似則を考慮して間隙流体には所定の粘度に調整したメチルセルロース水溶液を用い、給水タンク内の所定の水位に達した後、実規模換算で加速度 2m/s^2 程度かつ周期1sの地震波を20波与えた。なお、さらに詳細な実験条件等については文献3)を参照されたい。

表1 実験条件

実験コード	相対密度%	補強材長
D40C ⁷⁾	40	等長
D65CI	65	等長
D65CR	65	非等長
D90CR	90	非等長

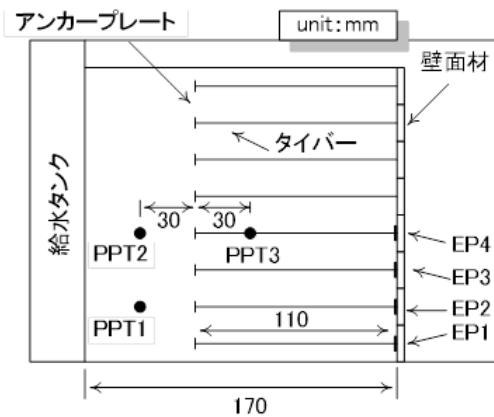


図1 模型地盤の概要図(等長モデル)

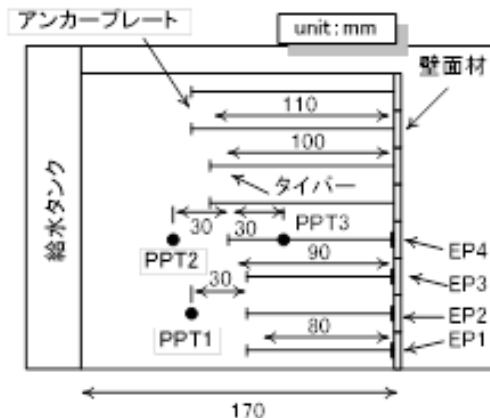


図2 模型地盤の概要図(実施工モデル)

2.2 実験結果

図3, 4に等長モデルおよび実施工モデルの模型地盤変位図の一例を示す。図3, 4より、地震時水平変位量は壁面最上部の加振前後の座標からD65CIのケースで5.0mm, D65CRのケースで4.3mmとなっていることがわかる。また、加振後の壁面の鉛直度は等長モデルで3.1%, 実施工モデルで2.7%となった。同様に、表2に全てのケースにおける地震時水平変位量および鉛直度を示す。

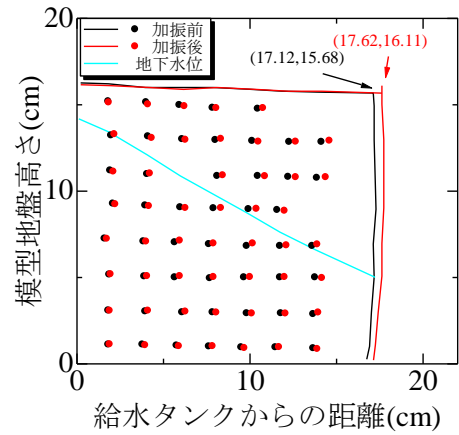


図3 模型地盤変位図(D65CI)

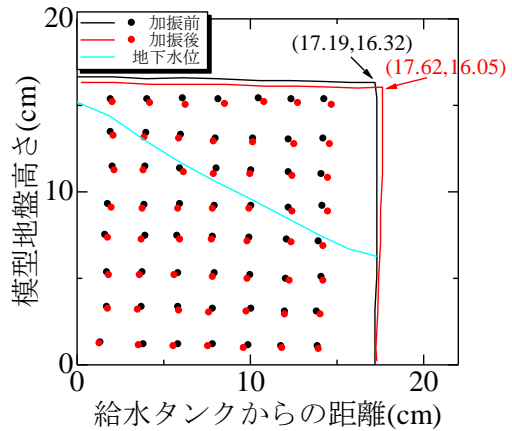


図4 模型地盤変位図(D65CR)

表2 各ケースの加振前後における水平変位量および鉛直度

実験コード	変位量 mm	鉛直度%
D40C	7.2	4.5
D65CI	5.0	3.1
D65CR	4.3	2.7
D90CR	0.5	0.3

3. 算定手法

本研究では設計標準を参考にしてアンカー式補強土壁の滑動モードにおける地震時変位量の算定手法を検討した。図5に本算定手法の概要を示す。本手法ではまず、実

験模型を基に解析モデルを構築し、滑動に対する抵抗力および滑動させようとする力を算定する。最大地震時土圧は解析モデルから算定式を導出し、水平震度 k_{hd} を入力地震波と重力加速度から算出して試行くさび法により算定する。その算定結果から得られた主動崩壊角の値は計算を簡易にする観点から、以降の計算過程において固定値とする。

次に、上記で求めた滑動力と抵抗力を用いて滑動に対する安全率から降伏震度 k_h を算定する。そして、運動方程式を立式し、加速度に相当する入力地震波の滑動に寄与する波形部分を積分することで変位量を算定する。

以降、詳細な変位量計算過程について説明をする。

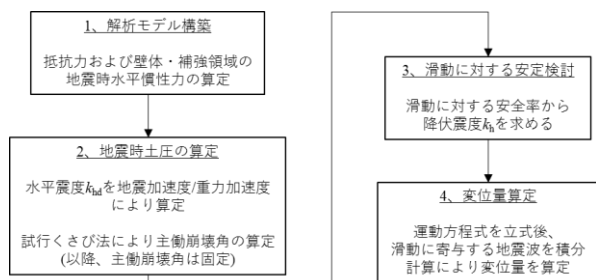


図5 本算定手法の概要

3.1 解析モデル

図6に本手法の計算対象の1つである等長モデルに作用する力の模式図を示し、計算過程の説明をする。

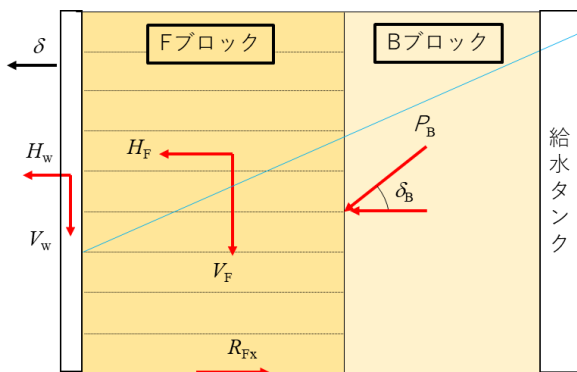


図6 等長モデルにおける力の模式図

模型実験では壁体内に地下水が存在する状態を想定していたため、背面盛土後方に給水タンクを設置して地下水を浸透させていた。そのため、本算定手法においてもこれらの条件を反映させた。また、補強領域が地震時に一体化するというこれまでの知見に加えて、上述の設計標準より、等長モデルおよび実施工モデルの補強領域と壁体とは一体化した剛体と仮定した。

さらに、地震時土圧が作用する仮想背面の決定に関しては、計算を簡便にする目的から、最下段のアンカープレートから垂線を引き、模型地盤底面との交点となる位置と最上段のアンカープレートを通過する直線とした。そのため、等長モデルにおいては図6のように全てのアンカープレ

ートを通過する直線形状とし、実施工モデルにおいては水平面から角度 ϕ を成す直線形状とした。

なお、補強材に起因する引き抜き抵抗力はこれまでの知見である地震時の補強領域の一体化に鑑みて、全て壁体と補強領域の一体化のみに利用されると仮定したため、考慮しないものとした。

3.2 解析モデルに作用する摩擦

本手法では解析モデルに側面の摩擦を考慮していない。これは模型地盤を作製する際、側面はアクリル板を用いていること、実験中は地下水を再現するために壁体内に粘性流体(遠心载荷装置内では水に相当)を注入していることに加えて、これまでの模型実験の経験を踏まえると、模型地盤が側面に接する部分と接しない部分で大きな変形の差異は無く、全体として二次元的に模型地盤の変形が確認されているから側面の摩擦は十分に小さいと考えられるため本手法においては考慮しないものと仮定した。そのため、本手法においては底面の摩擦のみが滑動に対して抵抗すると仮定した。

さらに、底面に作用する抵抗力を算定する際に、壁体自重はFブロックの自重に比べて小さく、変位に与える影響は小さいと考えられるため、本算定手法においては考慮しないものとした。

3.3 摩擦係数

これまでの模型実験では実験を容易に行う観点から、模型土槽上に直接模型地盤を作製していたため、模型土槽底面と補強領域と壁体が一体化した部分の摩擦関係を調べるために実験を行った。図7に摩擦係数の算定モデルを示す。摩擦係数 μ は斜面上の力のつり合い関係から、次式で表すことができる。

$$\mu = \tan \xi \quad (1)$$

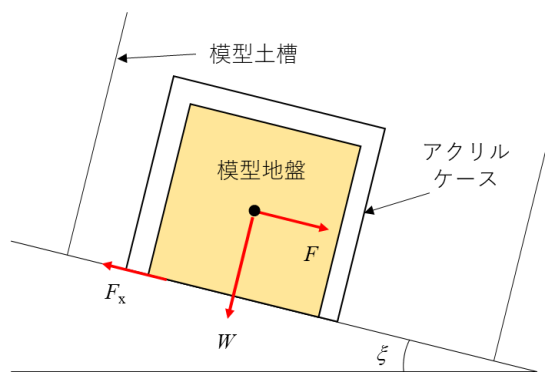


図7 摩擦係数算定モデル

底面の摩擦係数の算定は、飽和状態における摩擦係数の値の方が乾燥状態よりも小さくなることが考えられるが、飽和状態の再現が困難であることを踏まえて、計測を容易にする観点から乾燥状態の豊浦砂を用いて摩擦係数の値を算定した。また、この摩擦係数は相対密度および地震動により影響されないものとし、常に一定値を持つと仮定し

た。算定モデルの作製に際しては、高さ 60mm×長さ 80mm×幅 60mm のアクリルケースの中に乾燥状態の豊浦砂を入れ、砂が流出しないように模型土槽上に設置した。この時、アクリルケースと豊浦砂は一体化していると仮定した。その後、水平面から徐々に傾けて行き、動き出した時の角度 ζ を計測し、摩擦係数の値を算定した。その結果、 $\mu=0.35$ となった。

3.4 地震時土圧

地震時土圧は擁壁工指針¹²⁾とマニュアル¹³⁾を参考にし、図 8 に示すような仮想背面と給水タンクに挟まれた土くさびにその自重に起因する水平慣性力を作用させ、粘着力は考慮しないものとして試行くさび法により算定した。土くさびの重量は地下水の存在を考慮して、地下水位以下を飽和領域、地下水位より上方を不飽和領域と仮定し、主働崩壊線が給水タンクと交わる場合には土くさびの形状を台形、交わらない場合は三角形として算定した。

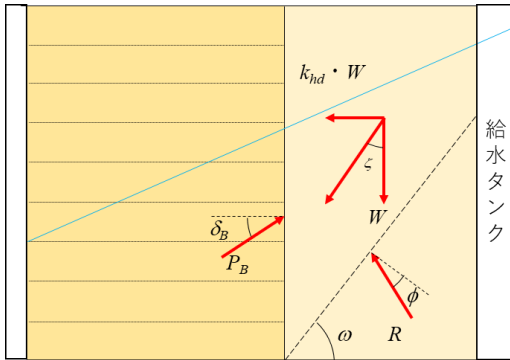


図8 地震時土圧算定モデル(等長)

以下に、土くさびに作用する力のつり合い関係から導出した等長モデルにおける地震時土圧の算定式を示す。

$$P_B = \frac{W \sqrt{1+k_{hd}^2} \sin(\zeta+\omega-\phi)}{\cos(\phi+\delta_B-\omega)} \quad (2)$$

ここで、各記号は W : 土くさびの重量、 k_{hd} : 水平震度、 ζ : 地震合成角($\zeta=\tan^{-1}(k_{hd})$)、 ω : 主働崩壊角、 ϕ : 内部摩擦角、 δ_B : 壁面摩擦角である。壁面摩擦角の値はマニュアル¹⁴⁾によると仮想背面における壁面摩擦角 δ は常時および地震時共に $\delta=\phi$ としているため、本手法においても $\delta_B=\phi$ とした。内部摩擦角の値は摩擦係数と同様に地震時に変化しないものと仮定し、松井ら¹⁵⁾の研究を参考に豊浦砂の内部摩擦角を決定した。その結果、相対密度が 40%のとき $\phi=35^\circ$ 、65%のとき $\phi=39^\circ$ 、90%のとき $\phi=43^\circ$ となった。

また、実施工モデルにおいても同様に、土くさびに作用する力のつり合い関係から、以下に示す地震時土圧算定式を導出した。

$$P_B = \frac{W \sqrt{1+k_{hd}^2} \sin(\psi+\theta-\phi)}{\cos(\phi+\delta_B-\alpha-\theta)} \quad (3)$$

ここで、各記号は θ : 主働崩壊角、 α : 仮想背面と鉛直面との成す角、 ψ : 地震合成角($\psi=\tan^{-1}(k_{hd})$)である。

水平震度の値は地震加速度が 2m/s^2 である実験条件を踏

まえて、水平震度は等長モデル・実施工モデル共に k_{hd} =地震加速度/重力加速度により算定した。

試行くさび法を実施した結果、等長モデルにおける地震時土圧が最大となる主働崩壊角は D40C のケースで $\omega=62^\circ$ 、D65CI のケースでは $\omega=61^\circ$ となった。また、等長モデルと同様に計算を実施した結果、実施工モデルにおける主働崩壊角 θ は D65CR のケースで $\theta=53^\circ$ 、D90CR のケースでは $\theta=55^\circ$ となった。以降の計算過程では簡易的に計算を行うために、これらの値は変化しない固定値とする。

3.5 滑動モードにおける安全率

滑動に対する安全率 F_s は降伏震度を算定する際に必要となる値である。この安全率 F_s は滑動力と抵抗力を用いて、次式のように表すことができる。

$$F_s = \frac{F_R}{F_D} \quad (4)$$

ここで、各記号は F_D : 滑動力、 F_R : 抵抗力である。

また、図 6 から滑動力と抵抗力は次の要素から構成される。

$$F_D = H_w + H_f + P_B \cdot \cos(\delta_B - \alpha) \quad (5)$$

$$F_R = R_{Fx} \quad (6)$$

ここで、各記号は、 H_w : 壁体の自重に起因する地震時水平慣性力、 H_f : F ブロックの自重に起因する地震時水平慣性力、 P_B : 外部安定検討に用いる地震時土圧、 δ_B : 壁面摩擦角、 α : 仮想背面と鉛直面との成す角(等長モデルでは $\alpha=0$)、 R_{Fx} : F ブロック底面に作用する摩擦力である。

3.6 降伏震度

降伏震度は(4)式が 1 となるときの水平震度のことを指す。したがって、(4)式の左辺に 1 を代入し、作用する滑動力と抵抗力のつり合い関係から降伏震度の算定式を導出した。以下に等長モデルにおける降伏震度 k_h の算定方程式を示す。

$$k_h(V_w + V_f) + \frac{W \sqrt{1+k_h^2} \sin[\tan^{-1}(k_h) + \omega - \phi] \cos \delta_B}{\cos(\phi + \delta_B - \omega)} = R_{Fx} \quad (7)$$

また、実施工モデルにおいても同様に(1)式から導出した降伏震度 k_h の算定方程式を以下に示す。

$$k_h(V_w + V_f) + \frac{W \sqrt{1+k_h^2} \sin[\tan^{-1}(k_h) + \theta - \phi] \cos(\delta_B - \alpha)}{\cos(\phi + \delta_B - \alpha - \theta)} = R_{Fx} \quad (8)$$

降伏震度はこれらの方程式を満たすような解を求めた結果、D40C のケースでは $k_h=0.172$ 、D65CI のケースでは $k_h=0.180$ 、D65CR のケースでは $k_h=0.175$ 、D90CR のケースでは $k_h=0.192$ となった。

3.7 運動方程式

以下に、滑動における運動方程式を示す。

$$M\ddot{\delta} = F_D - F_R \quad (9)$$

ここで、各記号は M : 補強領域と壁体が一体化した部分の質量、 δ : 加速度である。この式中に存在する加速度に相当する入力地震波の滑動に寄与する部分に対して積分を行い、変位量を算定した。

3.8 入力地震波

動的解析により地震の影響を照査する場合には、入力地震動を目標とする加速度応答スペクトルに近似したスペクトル特性を有する加速度波形を用いるのがよいとされている¹⁶⁾¹⁷⁾。しかし、本研究では変位量を簡便に算定するために図9に示すように、模型実験の条件に則して、入力地震波は加速度 $A=2\text{m/s}^2$ 、周期 1s の正弦波と仮定した。そして、この地震波の降伏震度と重力加速度の積の値以上となる部分の地震波 20 波分が地震時変位量に寄与するものと仮定した。

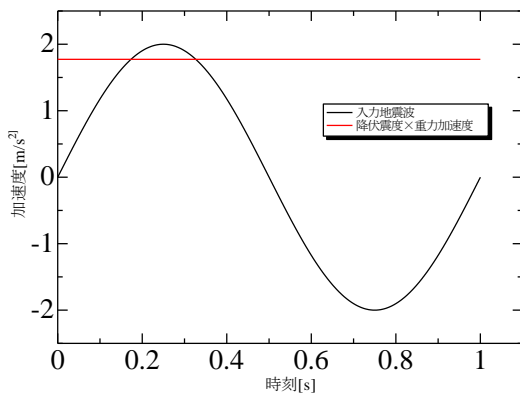


図9 滑動に寄与する地震波

3.9 地震時変位量の算定

地震時変位に寄与する部分の地震波の算定式は角振動数を a とすると、以下の式で表すことができる。

$$\ddot{\delta} = A \sin at - k_h g \quad (10)$$

ただし、降伏震度と重力加速度の積の値と入力地震波が交わる時刻を $t_1, t_2 (t_1 < t_2)$ とすると、この変位に寄与する加速度は t_1 から t_2 の端点を含む時間区間内のみで存在する関数と仮定した。この所定の時間区間内のみ関数が存在することは速度および変位量についても同様とした。また、速度は(10)式を積分し、初期条件である時刻 $t=0$ のとき、速度 $\dot{\delta} = 0$ を用いると次のように表すことができる。

$$\dot{\delta} = -\frac{A}{a} \cos at - k_h g t + \frac{A}{a} \quad (11)$$

したがって、地震時変位量は速度を t_1 から t_2 の時間区間で積分することで次のように表すことができる。

$$\delta = \int_{t_1}^{t_2} \dot{\delta} dt \quad (12)$$

なお、20 波分の地震時変位量の算定に際しては、加速度・速度・変位量を表す式が所定の時間区間内のみでしか存在しない不連続関数のため、(12)式により得られる変位量を 20 倍して算定することとした。

表 4 に模型実験の各ケースを対象に行った降伏震度と地震時変位量の算定の結果を示す。算定結果より、実施工モデルにおいては相対密度が大きい D90CR のケースの方が D65CR のケースよりも変位量が小さくなった。これは D90CR の方が相対密度の増加に起因する一体化したマスの重量の増加に伴って、マス底面に作用する摩擦抵抗力が増加し、結果的に降伏震度の値が大きくなったことで滑動

に寄与する地震波の影響が小さくなったためだと考えられる。しかし、等長モデルにおいては模型底面の長さに差異があるものの、実施工モデルで確認された結果とは対照的に相対密度が大きいケースの方がわずかに変位量を大きく評価する結果となった。これは図 10 に示すように、降伏震度の値の差異が小さいことで滑動が発生する時間区間に大きな差異が生じず、降伏震度の値の大きさに起因して速度の絶対値が大きくなったためだと考えられる。

表4 各実験ケースにおける地震時変位量

	D40C	D65CI	D65CR	D90CR
降伏震度	0.172	0.180	0.175	0.192
地震時変位量 mm	7.46	7.66	7.59	6.73

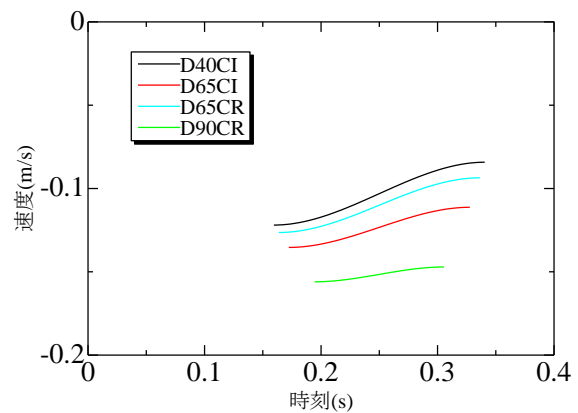


図10 各実験ケースにおける速度の時刻歴

4. 模型実験と算定手法の比較

図 11 に模型実験と本算定手法により得られた地震時変位量を示す。

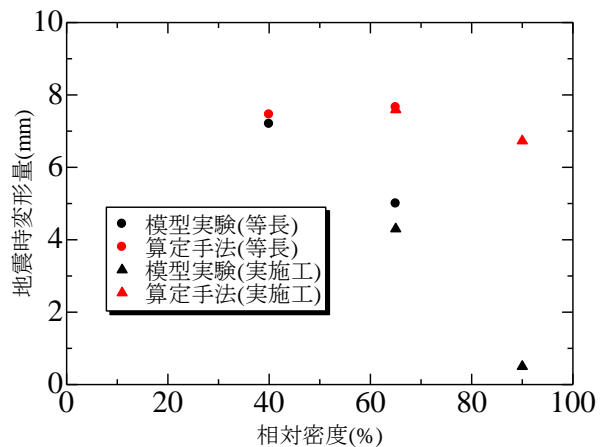


図11 模型実験と本算定手法による地震時変位量

図 11 より、本算定手法は D90CR のケースにおいて変位量に差が生じたものの、本手法と模型実験との差異は最大でも 6.2mm(実規模換算で 311.5mm)であり、著しく変位量

を過大に評価しているとは考えにくい。また、等長モデルの変位量の方が実施工モデルの変位量よりも小さいという実験結果を表現することが出来ているため、本手法は概ね実験結果を表現することが出来ていると考えられる。

一方で、本手法と実験値との間に生じた差異の要因として次の三点の事柄が考えられる。

一点目は、模型実験においては地震時に補強領域背後に本算定手法では考慮されていない負の過剰間隙水圧の発生が確認されているため、地震時には背後盛土に発生する引張力によって変位量が抑制されることが考えられる。

二点目は、模型実験においては壁面のはらみ出しや地盤の体積圧縮、補強土壁の転倒などの複合的な変形モードが確認されているが、本算定手法では滑動モードのみを想定して変位量を算定した。また、側面摩擦を考慮しないなどの実験条件とは異なる仮定条件を設けたことで実際の降伏震度との値に差異が生じ、変位量が異なると考えられる。

三点目は、本手法では変位量を算定する際に滑動に寄与する地震波の数は 20 波と仮定して計算を行ったが、D90CR のケースを例に挙げると、D90CR のケースにおいては滑動に寄与する地震波 1 波による変位量は 0.34mm であり、こちらのケースの方が模型実験の結果と概ね一致す

る。したがって、それぞれのケースに応じて有効な地震波の数が存在すると考えられるために変位量に差異が生じたものと考えられる。

5. まとめ

本研究では、地震時に補強領域が一体化することに着目して、ニューマーク法の概念を用いて壁体内に地下水が存在するアンカー式補強土壁の滑動モードにおける地震時変位量を算定した。その結果、計算過程で様々な仮定を設けたが、本手法は模型実験の結果と差異が生じるケースがあるものの、概ね実験と同程度の変位量を得られることが確認された。したがって、本研究では計算を簡易にするために省略した側面摩擦や想定する変形モード等に改良を施すことで実際の構造物に対しても適用できる可能性があると考えられる。

また、本研究では補強領域背後に給水タンクが存在する境界条件の下で計算を行ってきたが、実際に補強土壁が施工される際には背後に地山が存在する箇所に設置される場合があるため、そのケースについても検討する必要があると考えられる。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路土工—擁壁工指針(平成24年度版), pp. 39-49, 2012.
- 2) Miyata, Y.: Reinforced soil walls during recent great earthquakes in Japan and geo-risk-based design, Earthquake Geotechnical Engineering Design, Michele, M. and Soccodato, C. (eds), Springer, pp. 343-353, 2014.
- 3) 小林睦, 三浦均也, 小浪岳治, 林豪人, 佐藤寛樹: 地下水が高い状態にあるアンカー式補強土壁の地震時被災メカニズムに関する研究, 地盤工学ジャーナル, Vol.13, No.2, pp.123-134, 2018.
- 4) 日本道路協会：道路土工—擁壁工指針(平成24年度版), pp. 234-236, 2012.
- 5) 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), pp.50-51, 2014.
- 6) 日本道路協会：道路土工—擁壁工指針(平成24年度版), pp. 325-335, 2012.
- 7) Newmark, N.M. : Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Geotechnique, Vol.15, No.2, pp.139-160, 1965.
- 8) 大谷義則, 佐藤登, 三平伸吾, 古関潤一: 補強土壁の耐震性評価におけるニューマーク法の有効性, 第54回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1505-1506, 2019.
- 9) 中島進, 古関潤一, 渡辺健治, 館山勝: 補強土擁壁の地震時変位量計算手法の構築及び実被害事例への適用, ジオンセンティ
- ックス論文集, Vol.23, pp.201-208, 2008.
- 10) 鉄道総合技術研究所: 平成19年1月 鉄道構造物等設計標準・同解説—土構造物, 丸善株式会社, pp.650-654, 2007.
- 11) 市川智史, 末政直晃, 片田敏行, 豊澤康男, 島田俊介: 壁面剛性の異なるアンカー式補強土壁の遠心場振動台実験, 土木学会論文集 C, Vol.62, No.4, pp.767-779, 2006.
- 12) 日本道路協会：道路土工—擁壁工指針(平成24年度版), pp. 97-109, 2012.
- 13) 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), pp.72-73, 2014.
- 14) 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), p.66, 2014.
- 15) 松井謙二, 前田良刀, 落合英俊, 李向新, 市川博康: 岡垣砂を用いた支持力実験用地盤の作成とその力学特性, 土木学会西部支部研究発表会講演概要集, pp.528-529, 1995.
- 16) 日本道路協会：道路土工—擁壁工指針(平成24年度版), p.243, 2012.
- 17) 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), p.70, 2014.