

粘着力を有する背面地盤から擁壁に作用する地震時土圧の評価法

尾崎 匠* 中島 進* 佐名川 太亮*

Evaluation Method for Seismic Active Earth Pressure
Acting on Back of Retaining Wall with Cohesive Backfill

Takumi OZAKI Susumu NAKAJIMA Taisuke SANAGAWA

In Japan, seismic reinforcement of retaining walls has been actively carried out. In the current Japanese seismic design standard of railway structures, seismic active earth pressure is evaluated without taking account of backfill cohesion effect. However, the approach results in an overestimation of seismic active earth pressure acting on the retaining wall. On the basis of the above, by conducting a series tests using models, the authors aim to clarify the effect of backfill cohesion on appearing characteristics of seismic active earth pressure acting on retaining walls in this study. The authors propose an evaluation method for seismic active earth pressure considering the effect of cohesion mobilized on failure planes and the adhesion force mobilized on the back surfaces of retaining walls.

キーワード：擁壁，地震時主働土圧，粘着力，模型実験

1. はじめに

近年，大規模地震に対して，既設の土構造物・土留め構造物の耐震診断・耐震補強が進められている。在来線における土構造物・土留め構造物の構成比率は約80%であり¹⁾，耐震診断・耐震補強の対象は膨大である。

上記のうち，既設の重力式擁壁やもたれ壁といった抗土圧擁壁の耐震診断・耐震補強においては，新設構造物を対象とする現行の鉄道構造物等設計標準・同解説（土留め構造物）²⁾（以下，「土留め標準」）を参考に擁壁の安定性が検討されることが多い。土留め標準において，擁壁背面に作用する地震時主働土圧は，物部岡部法³⁾⁴⁾や修正物部岡部法⁵⁾といった背面地盤の粘着力の影響を考慮しない手法により算定される。ここで，土留め標準では擁壁の背面地盤には細粒分が少ない砂や礫からなる盛土材料を用いることを基本としている。このような盛土材料では，粘着力度が小さいことが多い。

一方で，耐震診断・補強の対象となる既設擁壁は，土工の材料・施工管理規定⁶⁾の整備が進む前に建設されたものが多い。こうした擁壁の背面地盤には，細粒分を多く含有する盛土材料が使用されている場合がある。こういった盛土材料では粘着力が大きいことも多く，土のせん断強度に及ぼす粘着力の影響が大きくなることが想定される。しかし，粘着力の影響を考慮した土圧算定法が未整備なことや，粘着力が擁壁の地震時挙動に及ぼす

影響も未解明なことから，粘着力の影響は既設擁壁の耐震診断・補強設計では考慮されていないのが現状である（図1）。この場合，実態より過小評価された土のせん断強度を用いることで，擁壁に作用する地震時土圧が耐震診断・補強設計上で過大に評価されると考えられる。

以上の背景から，本論文では，粘着力の影響を反映した地震時土圧算定法を構築する。提案法による評価より，既設擁壁の耐震補強の低コスト化が可能と考えられる。

本論では以下の通り検討を進めた。2章では，既設鉄道盛土中で発揮されている粘着力度を調査した。3章では，2章の調査結果を元に条件設定をした実験を行い，粘着力の影響を把握した。4章では3章で把握した粘着力の影響を考慮した地震時土圧算定法を示し，5章において実験結果との対比により提案法の妥当性を確認した。

2. 既設鉄道盛土の調査結果

地盤調査結果から，既設鉄道盛土中の粘着力度について

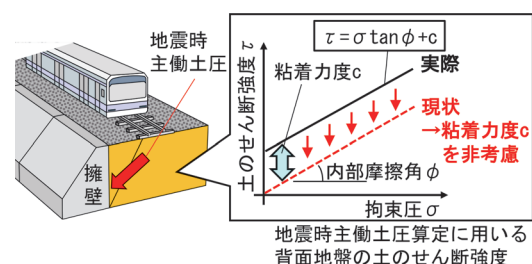


図1 現状の耐震診断・補強設計での粘着力度の扱い

* 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室

て分析した⁷⁾。対象は粘着力度が比較的大きいと考えられる、細粒分含有率 50%以上の土質区分 F_m とし、飽和条件の供試体を用いた、圧密非排水三軸圧縮試験（以下、「CUB 試験」）と非圧密非排水三軸圧縮試験（以下、「UU 試験」）の結果を収集した。サンプル数は、CUB 試験は 89 点、UU 試験は 61 点である。CUB 試験は全応力及び有効応力による結果をそれぞれ整理した。

各試験により得られた内部摩擦角 ϕ および粘着力度 c の関係を図 2 に示す。図中に示されている値はサクシオンによる影響を含んだ、いわゆるみかけの値となっている。図 2 の粘着力度 c の分布より、平均的な粘着力度 c は、CUB 試験（有効応力）が最も小さく、CUB 試験（全応力）、UU 試験の順で大きくなる傾向にあるとわかる。

上記のような飽和条件よりも不飽和条件の方が、一般的に土の粘着力度は大きい。ただし、供用過程における擁壁背面地盤の飽和度の変化は、擁壁背面地盤の土質、排水設備の状態や擁壁の立地条件などに多大な影響を受けるため、常に不飽和状態が保たれているとは限らない。

また、耐震診断・補強において粘着力の影響を考慮する場合、粘着力度を過大評価すると土のせん断強度を過大評価し、擁壁へ作用する地震時土圧の過小評価につな

がるため、避けるべきと考えられる。以上を踏まえ、本章では図 2 に示す飽和条件の CUB 試験（有効応力）を目安に、粘着力度を 25kPa 未満で設定した模型実験により、粘着力が地震時主働土圧に及ぼす影響を確認する。

3. 粘着力が地震時主働土圧に及ぼす影響

3.1 実験概要

背面地盤の粘着力が擁壁の地震時挙動と地震時主働土圧の発現に与える影響を確認するため、1/10 模型による振動実験⁸⁾（以下、「1G 場実験」）と、1/30 模型に 30G の遠心加速度を載荷し、実物相当の応力条件を再現した振動実験⁹⁾（以下、「遠心模型実験」）を行った。

実験模型の概要を図 3、図 4 に、模型地盤の物性を表 1、表 2 に示す。背面地盤の粘着力度は、前章の調査結果を参考に実物換算で 25kPa 以内の範囲で設定した。各表に示す $c/\gamma h$ は粘着力度 c を地盤の単位体積重量 γ および擁壁高さ h で除した値で、背面地盤の自立性の高さを示す指標となる。1G 場実験では粘着力度の有無を、遠心模型実験では粘着力度の大きさを変化させた。

実験では、正弦波 10 波を実物換算で目標最大加速度約 100gal から約 100gal の増分目標で増大させて模型に入力した。正弦波の周波数は 1G 場実験で 5Hz とし、遠心模型実験では Case2-1 の最初の 5 加振のみ 1Hz の周波数としたが、安定した加振が困難であったため、以降は 2Hz での加振とした。実験では、擁壁の変位や擁壁背面に作用する土圧・基礎底面に作用する地盤反力や、擁壁・背面盛土の応答加速度を測定した。特に、土圧・地盤反力の計測については壁面直交成分・平行成分を独

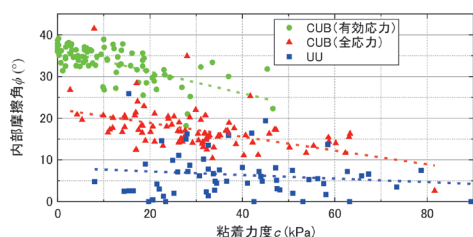


図 2 粘着力度と内部摩擦力の関係（土質区分 F_m ）

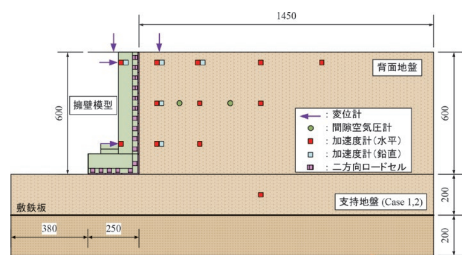


図 3 1G 場実験概要（単位：mm）

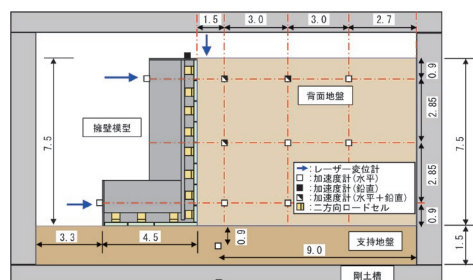


図 4 遠心模型実験概要（実物換算表記、単位：m）

表 1 1G 場実験における地盤条件

	Case1-1	Case1-2	Case1-3	Case1-4	
支持地盤	豊浦砂		敷鉄板		
背面地盤	豊浦砂 w=1.0% Dr=60%	豊浦砂 w=0% Dr=60%	稲城砂 w=12% Dc=80%	稲城砂 w=0% Dc=87%	
単位体積重量	14.9 kN/m ³	14.8 kN/m ³	15.6 kN/m ³	13.6 kN/m ³	
ピーク強度	ϕ_{peak}	39.1°	32.6°	43°	
	c_{peak}	1.9 kPa	0 kPa	0 kPa	
	$c/\gamma h$	0.21	0.00	0.24	0.00
残留強度	ϕ_{res}	34.2°	36.5°	39°	
	c_{res}	1 kPa	0 kPa	2.2 kPa	0 kPa
	$c/\gamma h$	0.11	0.00	0.24	0.00

表 2 遠心模型実験における地盤条件

	Case2-1	Case2-2	Case2-3	Case2-4	
支持地盤	地盤材料 A	地盤材料 A	稲城砂	稲城砂	
背面地盤	地盤材料 A w=22.0% Dc=90%	地盤材料 A w=22.0% Dc=85%	稲城砂 w=16.6% Dc=92%	稲城砂 w=16.6% Dc=85%	
単位体積重量	13.7 kN/m ³	12.9 kN/m ³	17.1 kN/m ³	15.8 kN/m ³	
ピーク強度	ϕ_{peak}	38.4°	39.2°	35.2°	33.8°
	c_{peak}	14.5 kPa	6.4 kPa	13.6 kPa	3.8 kPa
	$c/\gamma h$	0.14	0.07	0.11	0.03
残留強度	ϕ_{res}	39.7°	39.3°	36.0°	33.8°
	c_{res}	6.9 kPa	5.6 kPa	1.6 kPa	3.7 kPa
	$c/\gamma h$	0.07	0.06	0.01	0.03

w: 含水比, Dr: 相対密度, Dc: 締固め密度比, γ : 単位体積重量, h: 擁壁高さ
 ϕ_{peak} : 内部摩擦角(ピーク時), c_{peak} : 粘着力度(ピーク時)
 ϕ_{res} : 内部摩擦角(残留時), c_{res} : 粘着力度(残留時)

立して計測可能な二方向ロードセルを用いた。

本報では、各実験結果のうち一部を抜粋して示しており、詳細は文献8、文献9をそれぞれ参照されたい。

図5に1G場実験における加振後における擁壁天端の残留水平変位を示す。図5より、粘着力がある背面地盤の場合、擁壁の残留変位が抑制され、粘着力があることにより擁壁の安定性が向上したことがわかる。

実験結果の分析より、背面地盤の粘着力が擁壁安定性を向上させる要因として次節以降に示す3点を確認した。

3.2 擁壁背面地盤における自立領域の発生

擁壁上部に背面地盤が自立する領域が一部存在することが背面地盤の亀裂と水平土圧から確認された。

図6に1G場実験における擁壁背面地盤のすべり面形状の例を示す。一部のケースで、図6のようにすべり面背面に鉛直方向の亀裂が確認された。これはテンションクラックと呼ばれ、粘着力を有する地盤に特有の現象で、盛土の安定検討ではこの影響を考慮する場合もある¹⁰⁾。

図7に1G場実験および遠心模型実験それぞれについて、擁壁背面に作用する土圧の水平成分の分布を示す。なお、土圧の水平成分は擁壁に作用する全水平力（擁壁慣性力+水平土圧合力）が最大となるタイミングのものを示している。図7の1G場実験の結果をみると、粘着力を有する地盤材料を用いた場合、土圧の作用しない（0以下となっている）自立領域があることが確認できる。これは、土の重量や慣性力により擁壁背面に作用しようとする水平土圧よりも、粘着力の方が大きいため、擁壁前面方向への土圧が作用しない領域が生じた結果と考えられる。一方で、図7の遠心模型実験の結果をみると、自立領域の存在はほぼ確認できない。また、1G場実験における自立領域は、400gal加振までは深度120mm程度まで、500gal加振では深度75mm程度までとなり、600gal以降は消失することが確認された。このように、自立領域は徐々に消失していくことが確認された。以上から、地震時には擁壁背面地盤に自立領域が発生する場合はあるが、地震の大きさ、粘着力の大きさ、擁壁高さや自立高さとの相関に依存するため、常にこの自立領域が発生しているとは断定できない。

3.3 擁壁背面に作用する鉛直力の増加

粘着力を有する背面地盤の場合、擁壁と背面地盤の境界で生じる付着力（以下、「壁面付着力」）に伴う鉛直力の増加が確認された。擁壁背面に作用する鉛直力が増加すると、擁壁の底面中央を回転中心とした転倒に対する抵抗モーメントが増加し、転倒安定性が向上する。

図8は1G場実験におけるCase1-3とCase1-4の見かけの壁面摩擦角 δ_w と擁壁天端水平変位 d_{top} の時刻歴の例である。ここで「見かけ」としているのは、当実験にお

ける見かけの壁面摩擦角は背面地盤の内部摩擦角に由来する鉛直力と、壁面付着力に起因する鉛直力の両者由来するためである。図8に赤字で示すみかけの壁面摩擦角の極大値を比較すると、粘着力を有するCase1-3では、

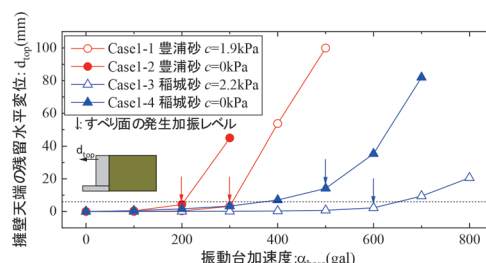


図5 各加振により生じた擁壁天端の残留水平変位 (1G場実験の結果)

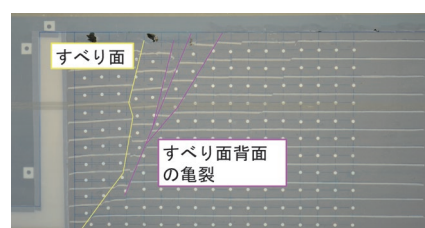


図6 最終加振後に確認されたすべり面と亀裂 (1G場実験：Case1-3の例)

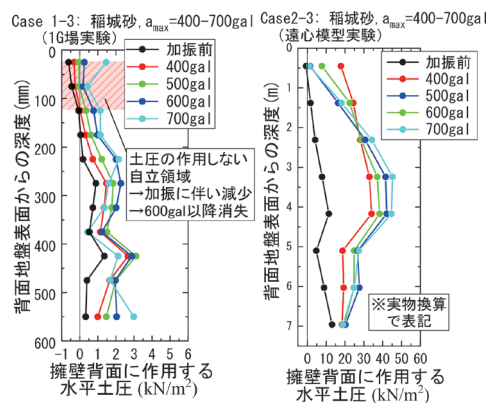


図7 擁壁背面に作用する水平力の深度分布例

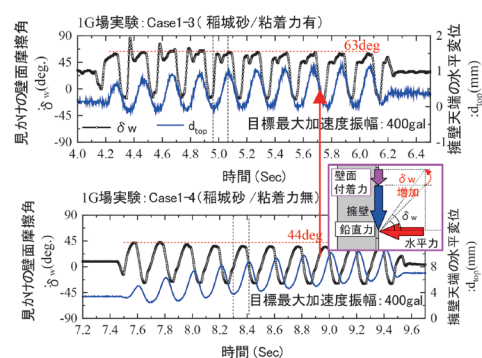


図8 擁壁天端水平変位と見かけの壁面摩擦角の時刻歴 (1G場実験 / 上：Case1-3, 下：Case1-4)

粘着力がない Case1-4 よりもこの角度は大きく、さらにこの角度は表 1 に示す背面地盤材料の内部摩擦角よりも顕著に大きいこともわかる。これは前述の通り、壁面付着力により、擁壁背面に作用する鉛直力が増加した結果と考えられる。なお、この見かけの壁面摩擦角の増加傾向は 1G 場実験・遠心模型実験の双方において、低加振加速度から高加振加速度領域まで安定的に確認された。

3.4 すべり面上で発揮するせん断強度の増加

主働土圧は擁壁背面に生じるすべり面内の土塊が擁壁を押し出そうとして生じる。ここで、すべり面上で発揮されるせん断強度 τ が増加すると、土塊の移動を抑制する力が増大する。この τ は、内部摩擦角 ϕ 、拘束圧 σ 、粘着力度 c の関数として $\tau = \sigma \tan \phi + c$ と表現される。粘着力がすべり面上で動員される場合、せん断強度 τ が粘着力度 c により上式に従い増加する。実験においては、すべり面上において粘着力が動員されていることが確認された。(以下、すべり面上において発揮している粘着力度を「動員粘着力度」と記載。)

図 9 に 1G 場実験および遠心模型実験結果より逆算したすべり面上の動員粘着力度を示す。同図には、擁壁天端の残留水平変位が擁壁高さの 1% に到達する直前の加振における、擁壁天端の変位が最大時の値を示した。ここで、逆算にあたっては図 10 に示す力のつり合いを考

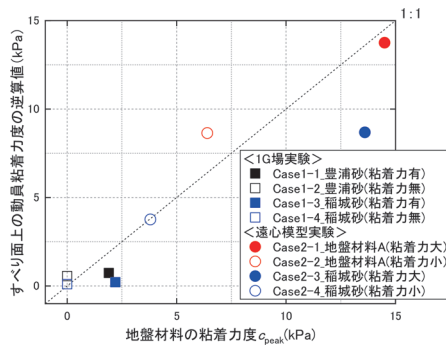


図 9 すべり面上の動員粘着力度の比較

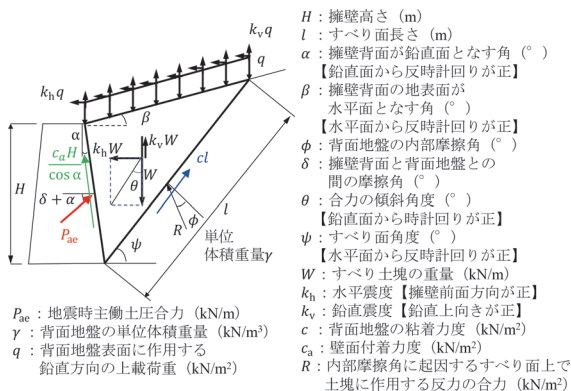


図 10 すべり土塊に作用する力の模式図 (提案法)

慮して、擁壁背面に作用する直応力およびせん断力の計測結果を用いて未知数である背面地盤の粘着力度を動員粘着力度として算定した。図 9 より、背面地盤の粘着力度が大きい材料を用いたケースにおいて、すべり面上の動員粘着力度が大きく発揮されていることがわかる。1G 場実験では模型実験の相似則の関係から動員粘着力度自体は小さいが、実応力場と同様の粘着力度が発揮される遠心模型実験では、より地盤材料の粘着力度に近い動員粘着力度が発揮されている傾向が確認できる。

3.5 粘着力が地震時主働土圧に及ぼす影響のまとめ

1G 場実験および遠心模型実験により、擁壁背面地盤の粘着力が擁壁の地震時挙動と地震時主働土圧の発現に与える影響として、以下の 3 点が確認された (図 11)。

- ① 擁壁背面地盤における自立領域の発生
- ② 擁壁背面に作用する鉛直力の増加
- ③ すべり面上で発揮するせん断強度の増加

このうち、①の擁壁背面地盤に生じる自立領域は、加振加速度の上昇とともに消失する傾向や遠心場で発生しないこと等が確認された。以上より、背面地盤の粘着力の影響を考慮した地震時主働土圧の算定では、②③の 2 つの影響を反映することとした。

4. 粘着力を考慮した地震時主働土圧の評価法

前章までを踏まえ、背面地盤の粘着力の影響を考慮した地震時主働土圧の評価法について検討する。

粘着力の影響としては、「②擁壁背面に作用する鉛直力の増加」、「③すべり面上で発揮するせん断強度の増加」を考慮可能な 2 種類の地震時主働土圧評価法を示す。まず、既往の土圧算定式に実験で確認された②③の影響を簡易に導入する「見かけの内部摩擦角 ϕ_{ap} の導入による評価手法」を示し、その後本論で新たに提案する「試行楔法に粘着力の効果を組み込む手法」を示す。

4.1 見かけの内部摩擦角 ϕ_{ap} の導入による評価手法⁷⁾

この手法では見かけの内部摩擦角 (Apparent internal frictional angle: ϕ_{ap}) の概念を導入することで、粘着力の効果を実内部摩擦角 ϕ の増加により考慮する (以下、

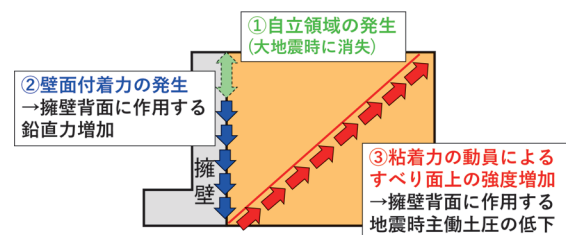


図 11 粘着力が擁壁への地震時の作用に及ぼす影響

「 ϕ_{ap} 法」)。 ϕ_{ap} 法における土のせん断強度の概念図を図12に示す。任意の応力状態におけるせん断強度が、内部摩擦角 ϕ と粘着力 c の双方を考慮した場合、 ϕ_{ap} のみを考慮する場合で等価となるように、 ϕ_{ap} を逆算する。ここで、せん断強度を比較する有効土被り圧を、擁壁下部の条件で設定することで、擁壁高さ全域にわたり、粘着力の影響を安全側に考慮することが可能である。

ϕ_{ap} 法は、 ϕ_{ap} を用いて既往の土圧算定式を用いることができる簡易な手法である。また、現行設計²⁾では、壁面摩擦角 $\delta = 1/2 \phi_{res}$ (ϕ_{res} : 残留状態における内部摩擦角)として算定されるため、同手法ではすべり面上のせん断強度増加に加えて、壁面摩擦角 δ も増加する。これにより、模型実験で確認された粘着力による影響のうち、「②擁壁背面に作用する鉛直力の増加」と「③すべり面上で発揮するせん断強度の増加」の双方の効果を考慮可能である。ただし、直接的に壁面付着力による鉛直力増分を評価するものでないことに加え、図12に示す通り調査結果よりもせん断強度を小さく設定していることから、安全側に粘着力の影響を考慮する手法である。

4.2 試行楔法に直接粘着力を組み込む手法⁹⁾

前述した粘着力の影響のうち、「②擁壁背面に作用する鉛直力の増加」と「③すべり面上で発揮するせん断強度の増加」を試行楔法により考慮する(以下、「提案法」)。試行楔法は、擁壁背面のすべり土塊に作用する力のつり合いを考慮して、試行的にすべり面角度を変化させ、土圧が最大となるすべり面角度を決定することで、土圧を評価する手法である。なお、計算時は試行楔法において擁壁背面およびすべり面上で均一な粘着力が発揮されていると仮定した。その上ですべり土塊に作用する力のつり合いを計算することで、すべり面角度に依存した地震時主働土圧が計算可能である(図10)。前述したすべり土塊に作用する力のつり合いを考慮すると、式(1)、式(2)が導出される。ここで、 W_T はすべり土塊の重量と上載圧合力の総和である。両式より算定される地震時主働土圧合力が最大となるすべり面角度を試行的に探査

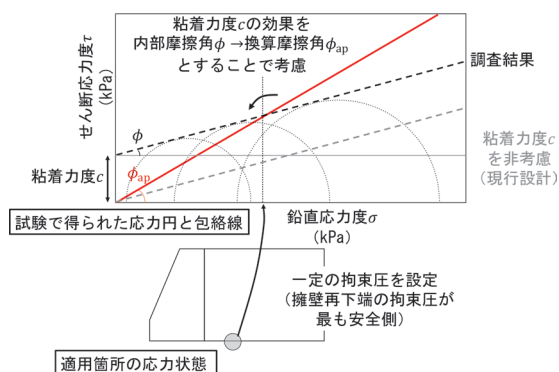


図12 粘着力による内部摩擦角増加の模式図 (ϕ_{ap} 法)

し、その際の地震時主働土圧合力を算定する。

$$P_{ac} = \frac{1}{\cos(\psi - \phi - \delta - \alpha)} \times [(1 - k_v) W_T \sec \theta \sin(\psi - \phi + \theta) - c \cos \phi - c_a H \sec \alpha \sin(\psi - \phi - \alpha)] \quad (1)$$

$$W_T = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{(1 + \tan \psi \tan \alpha)}{\tan \psi - \tan \beta} \times \left[(1 + \tan \alpha \tan \beta) + \frac{2q}{\gamma H \cos \beta} \right] \quad (2)$$

5. ϕ_{ap} 法・提案法と実験値との比較

前章で ϕ_{ap} 法・提案法の2種の土圧算定法を示した。本章では、擁壁背面に作用する水平力・鉛直力に関して、現行設計法(従来法)・ ϕ_{ap} 法・提案法による算定値と、実物大の応力状態を再現した遠心模型実験で得られた実験値とを比較した。なお、 ϕ_{ap} 法・提案法の計算においては表2におけるピーク強度を用いた。

擁壁背面に作用する水平力・鉛直力の実験値と ϕ_{ap} 法・提案法で算定した計算値との比較を図13、図14に示す。なお、計算値に関しては松尾ら¹¹⁾や渡辺ら¹²⁾の研究を参考に、実験上で擁壁の降伏に相当する水平震度により定まる地震時主働土圧の上限値を設定している。

図13より、擁壁背面に作用する水平力に関しては従来法よりも、 ϕ_{ap} 法・提案法ともに水平力が減少し、実験値との整合性が向上することが確認される。これは、粘着力によるすべり面上でのせん断強度の増加を考慮した結果と考えられる。ただし、前述の通り ϕ_{ap} 法では擁壁全高さにわたりせん断強度を安全側に評価するため、提案法と比較して安全側の評価になったと解釈できる。

一方で、図14を見ると擁壁背面に作用する鉛直力に関しては、提案法で従来法よりも実験値との整合性が向上しているが、 ϕ_{ap} 法に関しては従来法よりも実験値との整合性が低い。前述の通り、 ϕ_{ap} 法は壁面付着力の影響を内部摩擦角の増加に伴う壁面摩擦角の増加として疑似的に反映している。これにより鉛直力は土圧合力の壁面直交方向に対する傾斜角度の増加に伴い増大する結果となる。しかし、 ϕ_{ap} 法では ϕ の増加により粘着力の影響を考慮するため、土圧合力自体が減少する。このため、粘着力による擁壁背面で増加する鉛直力の影響を反映できなかった結果である。なお、Case2-4において擁壁背面に作用する鉛直力の実験値が計算値に比べて大きいのは、Case2-4は遠心加速度載荷時の沈下やゆすり込み沈下が大きく、他のケースより大きなせん断力が擁壁背面に作用したためと考えられる。ただし、図14を見ると、Case2-4においても鉛直力の初期からの増分に関しては、

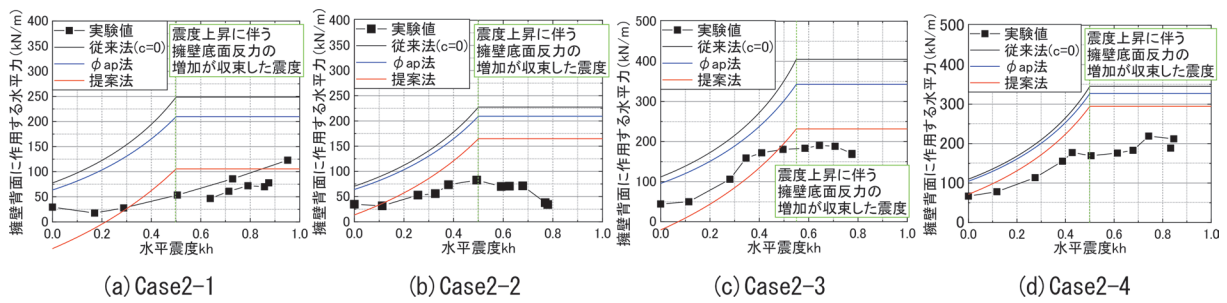


図 13 擁壁背面に作用する水平力の比較（遠心模型実験）

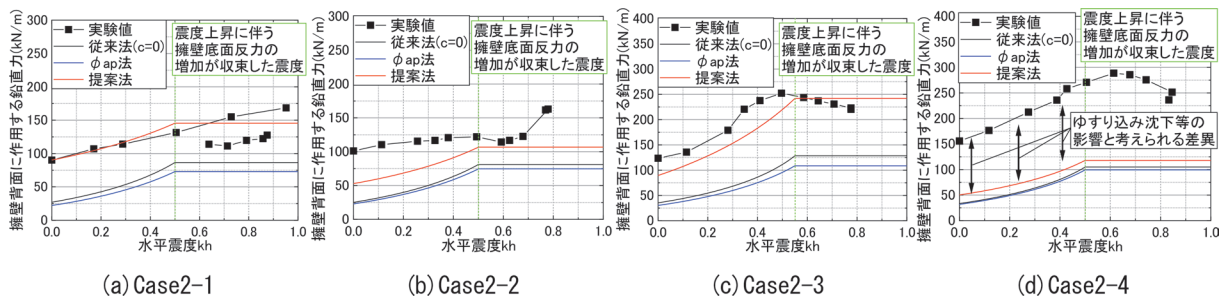


図 14 擁壁背面に作用する鉛直力の比較（遠心模型実験）

概ね他ケースと同様の傾向が得られていると考えられる。

以上より提案法は、擁壁背面に作用する水平力・鉛直力とともに従来法や ϕ_{ap} 法と比較して実験値に整合する結果が得られており、妥当な手法と考えられる。また、 ϕ_{ap} 法を用いた場合においては、従来法よりも水平力を合理的に評価可能なものの、鉛直力に関しては地震時主働土圧全体が低下することに起因して、従来法よりもやや小さく安全側に評価された。

6. まとめ

背面地盤の粘着力による擁壁の地震時挙動への影響メカニズムを解明し、地震時主働土圧の評価法を提案・検証した。実験の結果から、擁壁背面地盤の粘着力による影響として「擁壁背面に作用する鉛直力の増加」と「すべり面上で発揮するせん断強度の増加」の2点が安定的に発揮されていることを確認した。また、この2つの影響を考慮した地震時主働土圧算定法を提案した。最後に、提案法が従来法よりも実態に即した評価が可能であること、および簡易法である ϕ_{ap} 法は提案法より安全側かつ従来法より水平力に関して合理的な評価が可能と考えられることを、実験結果との比較で確認した。

なお、本報で示した試行楔法では試行計算が必要であるため、筆者らは、「すべり面上で発揮するせん断強度の増加」を考慮した地震時主働土圧の算定式を導出している¹³⁾が、本検討を踏まえ「擁壁背面に作用する鉛直力の増加」の効果も考慮した算定式に拡張を試みている。今後は一般実務に適用可能とするため、「既設土留め構

造物の耐震診断の手引き」発刊の準備を進めている。

文 献

- 1) 篠田正弘：土構造物，RRR，Vol.73，No.1，pp.28-31，2016
- 2) 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
- 3) 物部長穂：地震上下動に関する考察並びに振動雑論，土木学会誌，vol.10，No.5，pp.1063-1094，1924
- 4) Okabe, S.: General theory on earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam, Journal of the Japan Society of Civil Engineers, Vol.10, No.6, pp.1277-1323, 1924.
- 5) Koseki, J. Tatsuoka, F. Yulman, M. Tateyama, M. Kojima, K.: A modified procedure to evaluate active earth pressure at high seismic loads, Soils and foundations, pp.209-216, 1998.
- 6) 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
- 7) 尾崎匠，中島進：粘着力を有する背面地盤から擁壁に作用する地震時土圧の評価法，JREA，Vol.64，No.5，pp.55-58，2021
- 8) Nakajima, S. Ozaki, T. Sanagawa, T.: 1g Shaking table model tests on seismic active earth pressure acting on retaining wall with cohesive backfill soil, Soils and foundations, Vol.61, pp.1251-1272, 2021.
- 9) Ozaki, T. Nakajima, S.: Centrifuge model test on seismic active earth pressure acting on retaining wall with cohesive backfill soil, Proceedings of the 20th ICSMGE, 2022.

- 10) 東日本高速道路, 中日本高速道路, 西日本高速道路: 設計要領第一集土工編, 2012
- 11) 松尾修, 齊藤由紀子, 岡村未対: 擁壁に作用する地震時主働土圧に関する考察および比較計算, 第26回地震工学研究発表会, 2001
- 12) Kenji, W. Junichi, K. Masaru, T: Seismic earth pressure exerted on retaining walls under a large seismic load, *Soils and foundations*, Vol.51, No.3, pp.379-394, 2011.
- 13) 尾崎匠, Hong Kimor, 中島進, 古関潤一: 粘着力を考慮した地震時主働土圧合力を導出する一般式, 第55回地盤工学研究発表会, 2020