

戦-11 土構造物の特性を踏まえ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 21～平 24

担当チーム：材料地盤研究グループ（土質・振動）

研究担当者：佐々木哲也、榎本忠夫、中島進

【要旨】 本研究は、従来の経験技術を重視しつつ、土構造物に性能設計を導入するに際しての技術課題の解決を目的として実施するものである。昨年度の検討により、安定計算法および限界水平震度という指標を用いる事によって、被害の有無を設計計算で概ね判別できる事がわかった。また、2) 安定計算で担保される擁壁の耐震性を評価する目安として、設計水平震度と地表面加速度、擁壁の残留変位の関係を見出すことができた。以上を踏まえ、本年度は1) 標準設計で担保される擁壁の耐震性の評価、2) 動的解析法の実務設計への適用性の検証、3) 擁壁の変形性能を考慮した耐震設計法に関する検討、の3項目に関して検討を行った。その結果、動的解析の適用に当たっての必要条件を抽出できた。また、過去の動的遠心模型実験の結果を踏まえつつ、擁壁の合理的な耐震設計法の枠組みを見出すことができた。今後は、擁壁の荷重—変位メカニズムのモデル化を行いつつ、限界状態や要求性能の設定も含めた擁壁の性能設計の枠組みに取り組んでいく予定である。

キーワード： コンクリート擁壁、補強土壁、性能設計、標準断面擁壁

1. はじめに

近年、盛土、擁壁などの土構造物、抗土圧構造物の設計にも性能設計の概念が導入されつつある^{（例えば 1-1）、1-2）、1-3）}。性能設計では、最初に重要度や安全性、供用性、修復性を勘案して要求性能を定め、性能に応じた限界状態を設定する。そして、想定される作用に対する構造物の状態が、限界状態を超えないことを照査することで要求性能が満たされることを照査する。想定される作用の種類としては、例えば降雨、地震、常時の作用などがあり、それぞれの作用に対して構造物の特性に応じた要求性能を設定することになる。

性能設計の概念を導入する事によって、要求性能を満足する範囲内で従来の方法によらない解析手法、構造などを採用することが可能となり、構造物の設計を合理化することも可能である。しかし、これまで土構造物の設計では、材料の不均質性や施工の不確実性、外力の不確かさなどを勘案して、従来の経験技術を重視した設計が行われてきた。このため、土構造物の設計を性能規定型の設計法へと移行するためには、想定する作用の規模・頻度を定めること、想定する作用に対する構造物の要求性能を明確にすること、作用に対する構造物の応答を評価する手法を開発すること、要求性能に応じた限界状態を定めること、などその課題は多い。また、従来の設計

計算法で担保される構造物の性能を明確化することも必要となる。

本研究は、土構造物に性能設計を導入するために、これらの技術課題の解決あるいは今後の展開を整理することを目的として実施するものであり、平成21年度には模型実験並びに地震被害事例の分析を行い、現行の設計計算法で担保されるコンクリート擁壁、ジオテキスタイル補強土壁の耐震性を評価することを試み、以下のことが明らかとなった。

- 従来の安定計算法に加えて、限界水平震度という指標を用いる事によって、被害の有無を設計計算で概ね判別できる事がわかった。
- また、安定計算で担保される擁壁の耐震性を評価する目安として、設計水平震度と地表面加速度、擁壁の残留変位の関係を見出す事ができた。
- 具体的には、コンクリート擁壁の場合には、設計水平震度として $k_h=0.15$ から 0.2 程度を考慮して耐震設計を行うことで、レベル2地震動のような大規模地震動に対しても変位量が壁高の5%程度にとどまることが模型実験の分析結果より明らかとなった。
- ただし、被害事例と比較した場合、現行の安定計算法では被害の有無を区分けすることはできるものの、被害規模の大小を適切に評価するまでには至らなかった。

- このため、擁壁の耐震設計に性能設計の概念を導入する為には、擁壁の性能をより精緻に評価可能な設計計算法について検討する必要がある。

以上、昨年度の研究で得られた知見に基づき、本研究の最終目的である性能照査型設計法の提案ならびに従来の安定解析に基づく擁壁の耐震性の明確化に向けて、1) 標準設計擁壁の耐震性評価、2) 動的解析法による試解析、3) 過去に実施した動的遠心模型実験の分析による設計計算法の枠組みの構築、の3点について本年度は検討を行ったので、その内容を報告する。

2. 標準断面擁壁の耐震性に関する検討

2.1. 検討条件

「土木構造物標準設計第2巻（平成12年版）手引き」²⁻¹⁾では、設計業務の省力化を意図して、道路土工におけるブロック積み、重力式、もたれ式および片持ち梁式擁壁について、表-2.1の荷重条件における標準的な断面が示されている。地震について考えると、標準設計による擁壁の適用条件は水平震度 $k_h=0.15$ 以下となっているが、具体的にどの程度の耐震性能を有しているのかについては、必ずしも明らかになっていない。以上のことを鑑み、今年度は標準設計により決定する断面の擁壁に関して、地震時の安定計算を行い、昨年度の知見と併せて、標準断面擁壁の耐震性を明確化することを試みた。

検討対象は、重力式擁壁、逆T型擁壁、もたれ式擁壁とし、擁壁高さは3、5、8mとした。ただし、重力式擁壁の擁壁高さ8mについては、標準設計に収録されていないため、常時の作用に対して安定が満足できるような断面形状を別途設定した。表-2.2に安定計算を行った擁壁の諸元ならびに解析条件を示す。裏込め材の強度定数は、表-2.3に示す標準設計図集におけるC1、C2、C3を用いた。支持地盤の種類と許容支持力度、基礎底面と地盤との間の摩擦係数を併せて表-2.4に示す。盛土表面の上載荷重については、 10kN/m^2 とした。背後地盤と壁面との間の摩擦係数 δ については、擁壁形式に合わせて文献2-1に準拠して設定し、土とコンクリートの境界面については $\delta=2\phi/3$ 、逆T型擁壁の仮想背面については、 $\delta=\beta$ （ただし、地表面が平坦なため、結果的に $\delta=0$ ）とした。

土圧については、常時、地震時ともに文献2-2と同様を試行くさび法で求め、擁壁高さの1/3の地点に作用させた。文献2-1において考慮している地震時における荷重は、地震時土圧として上載荷重を無視した常時の土圧

を試行くさび法で算定し、躯体の自重などに起因する慣性力を震度法で考慮している。しかし、本検討では文献2-2に準拠して、地震時土圧と慣性力の両者を荷重として考慮して安定計算を行った。

擁壁の外的安定として、擁壁の滑動、転倒、支持力について検討した。安定条件は文献2-2に準拠し、表-2.5に示すとおとした。水平震度については中規模地震動として $k_h=0.15$ 、大規模地震動として $k_h=0.20$ を考慮した（以下、それぞれL1、L2と称する）。

表-2.1 荷重条件の整理

項目	常時	地震時 ($k_h=0.15$)
上載圧	$q=10\text{kN/m}^2$ を考慮	考慮せず
土圧	試行くさび法にて算定した主働土圧	試行くさび法にて算定した常時の主働土圧
慣性力	考慮せず	躯体の自重について考慮

表-2.3 裏込め地盤条件

種類	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$\phi(\text{度})$
C1	20	35
C2	19	30
C3	18	25

表-2.4 支持地盤の種類と許容支持力度及び摩擦係数

支持地盤の種類	許容支持力度 $q_a(\text{kN/m}^2)$	摩擦係数 $\mu=\tan\phi_B$
ϕ 材 (砂質地盤)	300 200	0.6
c 材 (粘性土地盤)	200	0.5

2.2. 検討結果

表-2.6に検討結果を一覧表としてまとめる。結果を要約すると以下のとおりである。

- 滑動に関して安定を満足できないケースが多かった。
- 特に、L2 地震動を考慮した場合には全てのケースにおいて滑動に対する安定を満足することができなかった。
- L1 地震動を対象とした場合についても、活動に対して安全率 1.2 を満足できるケースは少なかったが、安全率 1.0 までも確保できないのは、せん断抵

表-2.2 対象とした検討ケース

断面形式	種類	擁壁高 (m)	許容支持力 (kPa)	表込材			前面勾配 N1	背面勾配 N2	上載盛土 (m)	μ	kh	擁壁高 (m)	底版幅 (m)	底版厚 (m)	基礎前面幅 (m)	天端幅 (m)		
				種類	γ (kN/m ³)	ϕ (度)												
標準断面	もたれ式擁壁	3	300	C1	20	35	0.5	0.3	—	0.6	(L1:0.15) (L2:0.20)	3	1.45	0.60	0.520	0.45		
		5										5	2.00	0.80	0.710			
		8										8	2.85	1.10	1.020			
	重力式擁壁	3	200	C3	18	25	0.4	—	—	0.6		3	2.20	—	—	0.40		
		5										5	3.50				0.40	
		8										8	5.20					
		3	200	C2	19	30	0.4	—	—	0.5		3	2.40	—	—	0.40		
		5										5	3.75					
		8										8	5.60					
	逆T型擁壁 (地震を考慮しない)	3	300	C1	20	35	0.4	—	—	—		0.6	3	1.60	—	—	0.40	
		5											5	2.50				
		8											8	3.60				
			3	300	C3	18	25	—	—	—		—	0.6	3	2.50	0.40	0.40	0.40
			5											5	3.50	0.40	0.60	0.40
			8											8	5.50	0.70	1.20	0.70
		3	300	C1	20	35	—	—	—	—		0.6	3	2.00	0.40	0.40	0.40	
		5											5	3.00	0.40	0.60	0.40	
		8											8	4.00	0.70	1.20	0.60	

表-2.5 安定条件のまとめ

安定条件	許容値		備考
	常時	地震時 (L1, L2)	
転倒	$ e \leq e_a = \frac{B}{6} (m)$	$ e \leq e_a = \frac{B}{3} (m)$	$\left[Fs = \frac{e_a}{ e } \geq 1.0 \right]$
滑動	$Fs \geq 1.5$	$Fs \geq 1.2$	
支持力	$q \leq q_a (kN/m^2)$	$q \leq 1.5q_a (kN/m^2)$	$\left[Fs = \frac{q_a}{q} \geq 1.0 \right]$

表-2.6 安定計算結果のまとめ

断面形式	種類	擁壁高 (m)	許容支持力 (kPa)	裏込材			転倒			滑動			支持力		
				種類	γ (kN/m ³)	ϕ (度)	常	L1	L2	常	L1	L2	常	L1	L2
標準断面	もたれ式擁壁	3	300	C1	20	35	1.356	12.746	3.574	2.114	1.265	1.063	6.765	11.514	9.832
		5					1.687	4.105	2.007	1.786	1.124	0.951	4.284	4.464	3.537
		8					3.056	2.266	1.353	1.554	1.016	0.864	2.685	2.543	1.925
	重力式擁壁	3	200	C3	18	25	3.250	2.867	2.158	1.535	1.078	0.945	2.616	3.168	2.829
		5					2.665	1.491	1.278	1.547	0.817	0.725	1.807	1.513	1.337
		8					2.157	1.312	1.127	1.501	0.795	0.706	1.008	0.912	0.804
		3	200	C2	19	30	7.508	4.047	3.213	1.553	1.053	0.921	2.760	3.486	3.197
		5					5.057	2.617	2.196	1.543	0.912	0.807	1.700	1.959	1.769
		8					3.852	2.290	1.929	1.505	0.893	0.790	1.078	1.209	1.079
	逆T型擁壁 (地震を考慮しない)	3	300	C1	20	35	19.972	2.871	1.920	1.796	1.184	1.021	4.391	4.906	4.176
		5					4.942	2.198	1.650	1.724	1.155	1.000	2.647	2.888	2.439
		8					2.936	1.779	1.361	1.625	1.104	0.958	1.640	1.696	1.424
		3	300	C3	18	25	2.660	1.434	1.187	1.952	0.887	0.770	3.357	3.206	2.859
		5					1.610	1.011	0.847	1.674	0.777	0.677	2.005	1.699	1.505
		8					1.767	1.012	0.842	1.642	0.760	0.662	1.378	1.141	1.006
		3	300	C1	20	35	3.067	1.833	1.431	2.205	1.278	1.086	3.357	3.602	3.142
		5					2.142	2.896	2.419	2.056	1.204	1.025	2.047	2.799	2.634
		8					49.484	4.156	2.625	1.597	0.990	0.849	1.292	1.638	1.455

抗角 ϕ の小さなC2、C3を裏込め土として用いた場合であった。

- 転倒、支持についてはせん断抵抗角が小さいC3を裏込め土として用いた場合や、支持地盤が軟弱な場合を除いて、安定を満足できる結果となった。

図-2.1は、模型実験や被災事例の分析結果から得られた擁壁の耐震性を残留変位量と地表面加速度および擁壁の限界震度の関係として示したものである²⁻³⁾。同図の意味については、文献2-3に詳しく記載されているが、例

えば、文献2-2に準拠し、水平震度0.2程度を考慮して耐震設計がなされた擁壁の場合には、少なくとも兵庫県南部地震相当の地表面加速度が800gal程度の大規模地震に対しても、擁壁の変位量が壁高の5%程度にとどまることを示している。

これに対して、本研究の標準断面擁壁に関する安定計算結果によると、L1地震動に対しても滑動に対して所要の安定性を満足することができないという結果が得られた。一方で、常時の安定性は満足していることから、地盤条

件や擁壁の諸元に応じてばらつきはあるものの、標準断面擁壁の限界水平震度 k_{hcr} は0から0.15の間であろうことが推測される。仮に限界水平震度が0.15程度であったとすると、地表面加速度が250gal、600gal、700gal程度でそれぞれ変位量が壁高の1、5、10%程度に至ることとなる。しかし、近年の大規模地震において、斜面部のように支持地盤が不安定な場合や、沢部・湧水地で排水処理が不十分な場合や、常時から何らかの変状が生じていた個所を除くと、大規模な被害は生じていないという実状と、上記の解析結果は必ずしも対応していない。

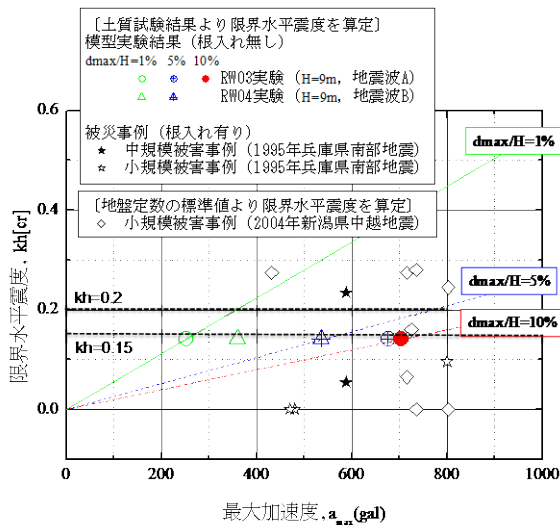


図-2.1 限界水平震度と最大加速度および擁壁変位量の関係

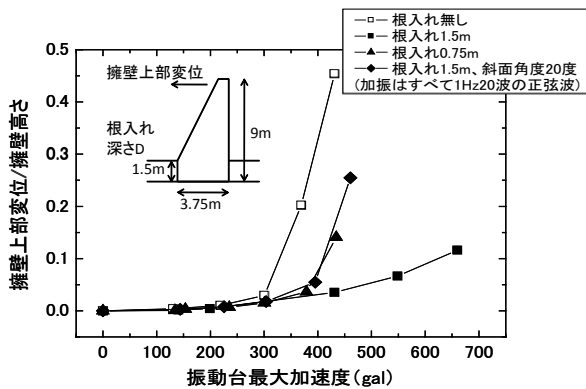


図-2.2 支持地盤への基礎の根入れが擁壁の耐震性に及ぼす影響

このように実情と安定計算結果との間に乖離が生じた理由について考察してみると、安定計算で用いる地盤のせん断抵抗角に相当な安全余裕があるということや、安

定計算においては支持地盤への基礎の根入れによる受働抵抗を無視していることなどが考えられる。標準設計図集においては、C1 地盤でもせん断抵抗角が 35 度程度であり、良好に締め固められた裏込め土のせん断抵抗角と比較すると著しく小さく、作用力を過大評価しているものと思われる。また、図-2.2 の動的遠心模型実験の結果²⁻⁴⁾より、コンクリート擁壁の場合には支持地盤への基礎の根入れにより擁壁の耐震性が向上していることが分かる。擁壁工指針では支持地盤への基礎の根入れを壁高の 20%または最低 50cm以上とすることとしているが、今回の標準断面擁壁に関する安定計算では、一般的な設計計算と同様に、根入れの効果を無視している。これらのことに起因して、実態と今回の安定計算から求めた標準断面擁壁の耐震性に乖離が生じたものと考えられる。こうした解析結果を踏まえて、抽出された課題については 3.2 にて動的解析結果の考察とともに整理する。

3. 動的解析法の適用性検証

3.1. 解析手法の概要

兵庫県南部地震で多くの土構造物が被災して以降、動的な解析により盛土や擁壁などの残留変位を評価する手法に関する研究が進められてきた^{例え3-1、3-2、3-3)}。その結果、模型実験や限られた被災事例など、限定された事例に対しては、解析結果と実験結果・被害程度などを評価し得るまでに解析技術は進歩してきた。以上の背景のもとで、本年度は実務設計への動的解析手法の適用性を検証することを意図して、標準的な断面を有する擁壁に関して試解析を行った。以下ではその結果について報告する。

本研究で使用した擁壁の地震時変位量評価法は、Okamuraら³⁻¹⁾が提案した重力式擁壁の支持地盤における地盤反力に着目した変位量評価手法をもとにして、高橋ら³⁻⁴⁾の提案に基づき降伏曲面および塑性ポテンシャルを修正した計算法を用いた。なお、後述する降伏曲面や塑性ポテンシャルを規定するパラメータについては、過去の被災事例³⁻⁵⁾および土木研究所が実施した遠心模型実験結果³⁻⁶⁾に整合するように設定した。

適用した計算手法では、擁壁底部に水平荷重 H 、鉛直荷重 V 、モーメント M が作用する支持力問題を想定し、 $V-H-M/B$ (B は基礎幅) の一般荷重空間を考える。Okamuraらの手法に改良を加え、高橋らは式-3.1、式-3.2 に示す降伏曲面、塑性ポテンシャルを提案した。

表-3.1 解析対象とした擁壁の諸元

断面形式	種類	擁壁高 (m)	許容支持力 (kPa)	裏込材			前面勾配 N1	背面勾配 N2	上載盛土 (m)	μ	擁壁高 (m)	底版幅 (m)	底版厚 (m)	基礎前面幅 (m)	天端幅 (m)
				種類	γ (kN/m ³)	ϕ (度)									
標準断面	もたれ式擁壁	3	300	C1	20	35	0.5	0.3	—	0.6	3	1.45	0.60	0.520	0.45
		5									5	2.00	0.80	0.710	
		8									8	2.85	1.10	1.020	
	重力式擁壁	3	300	C1	20	35	0.4	—	—	0.6	3	1.60	—	—	0.40
		5									5	2.50	—	—	
		8									8	3.60	—	—	
	逆T型擁壁 (地震を考慮しない)	3	300	C1	20	35	—	—	—	0.6	3	2.00	0.40	0.40	0.40
		5									5	3.00	0.40	0.60	
		8									8	4.00	0.70	1.20	

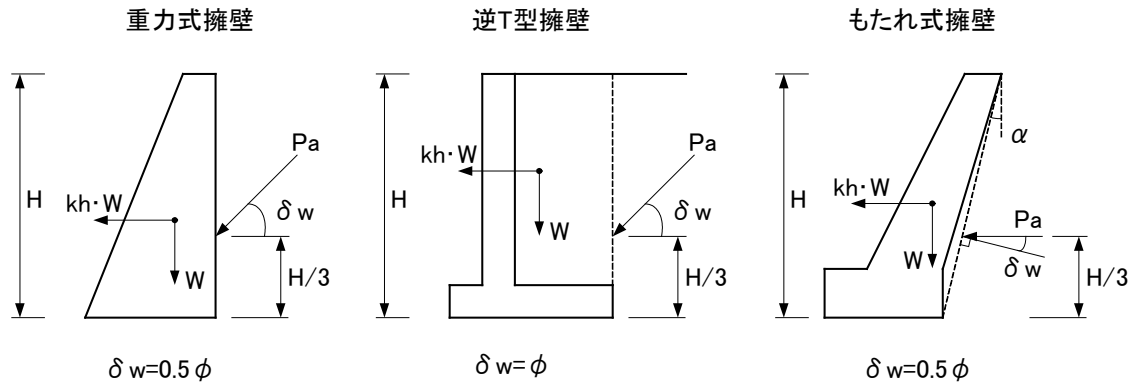


図-3.2 各擁壁における作用力の模式図

$$F = \left(\frac{H}{\mu V_{\max}} \right)^2 + \left(\frac{M/B}{\psi V_{\max}} \right)^2 - 2C \left(\frac{H}{\mu V_{\max}} \right) \left(\frac{M/B}{\psi V_{\max}} \right) - \left(\frac{V}{V_{\max}} \right)^2 \left(1 - \frac{V}{V_{\max}} \right)^2 = 0$$

・・・式-3.1

$$G = F + \left(\frac{V}{V_{\max}} \right)^2 \left(1 - \frac{V}{V_{\max}} \right)^2 - C_1^2 \left(C_2 + \frac{V}{V_{\max}} \right)^2 \left(C_2 - \frac{V}{V_{\max}} \right)^2 = 0$$

・・・式-3.2

解析にあたって設定するパラメータは、 μ （水平荷重に対する抵抗パラメータ）、 ψ （転倒モーメントに対する抵抗パラメータ）、 $V_{\max}$ （極限鉛直支持力）、および塑性ポテンシャル曲面の大きさを調整するパラメータとしての c_1 、 c_2 である。

変位計算においては、地震時に時刻 t において擁壁に作用する荷重が降伏曲面の内側にあるか、外側にあるかを判定し、内側にある場合には擁壁は変位しないとする。外力が降伏面を超える場合には、擁壁に変位が発生すると想定し、その方向は塑性変位ポテンシャルの法線方向に決定され、Newmarkの β 法を用いて時間積分を行うことで、変位量を算出する。

3.2. 解析条件

解析対象は重力式擁壁、もたれ式擁壁、逆T型擁壁で、断面形状等は表-3.1にまとめる。表-2.1にまとめた標準断面擁壁の断面とほぼ同一である。解析条件として、表

表-3.2 解析条件の概要

解析ケース	せん断抵抗角 ϕ (度)	受動土圧 (%)
ケース①	45	100
ケース②	40	50
ケース③	40	0
ケース④	30	50

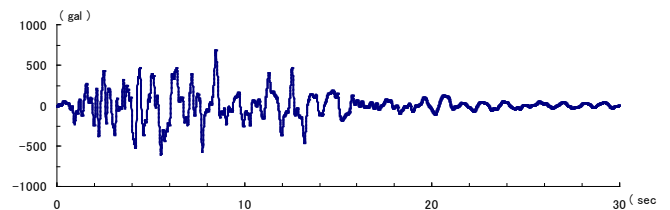


図-3.1 入力地震動波形

-3.2に示すように、背面地盤のせん断抵抗角 ϕ と根入れ部の受働土圧の考慮の有無を変化させた。壁面摩擦角 δ については、土とコンクリートの間の摩擦角として、 $\delta = 2\phi/3$ を与えた。地震時土圧については、修正物部岡部法³⁻⁷⁾を簡便化した文献3-8の手法を用いて算定した。その際、残留強度については表-3.2に示す値の0.7倍と仮定した。

入力地震動波形としては、図-3.1に示す文献3-8における直下型地震動を想定したレベル2-2地震動を用いた。 $V_{\max}$ については道路橋示方書IV下部構造編³⁻⁹⁾におけ

る直接基礎の極限支持力の算定式を用いて算定した。その際、基礎地盤のせん断抵抗角 ϕ は、常時の安全率3を考慮した許容支持力 $q_g=300\text{kPa}$ から求めた極限支持力に対応するように逆算して、 $\phi=45$ 度とした。

本検討では、動的遠心模型実験および被災事例の逆解析（例えば文献3-4）に基づき、 $\mu=0.66$ 、 $\Psi=0.55$ に設定し、塑性ポテンシャル曲面を規定するパラメータとして、 $c_f=0.44$ 、 $c_g=0$ と設定した。これらのパラメータを式-3.1、式-3.2に代入して、降伏曲面、塑性ポテンシャル曲面を規定した。

解析にあたっては、図-3.1に示す入力地震動波形を基礎の底面に入力し、地震による外力として地震時土圧と慣性力を考慮したうえで、図-3.2に示す力の組み合わせのもとで、基礎底面中央部における外力 H 、 M 、 V を算定した。受働土圧については、常時の受働土圧を考慮し表-3.2に示すように受働土圧を考慮する割合を変化させて解析を行った。

3.3. 解析結果

表-3.3に解析結果の一覧を、図-3.3に正規化した擁壁の水平変位と擁壁高さの関係を示す。なお、外力としていわゆるレベル1地震動³⁻⁸⁾を用いた場合には、擁壁に残留変位は生じなかった。レベル2地震動に対する今回の解析結果から読み取れることは以下のとおりである。いずれのケースにおいても、耐震性は重力式擁壁、もたれ式擁壁、逆T型擁壁の順に高くなった。

過去の被害事例をみると、一般にもたれ式擁壁よりも重力式擁壁の方が耐震性は高い傾向にあり、上記の結果のうち、重力式擁壁ともたれ式擁壁の結果は実情と逆転傾向にあった。

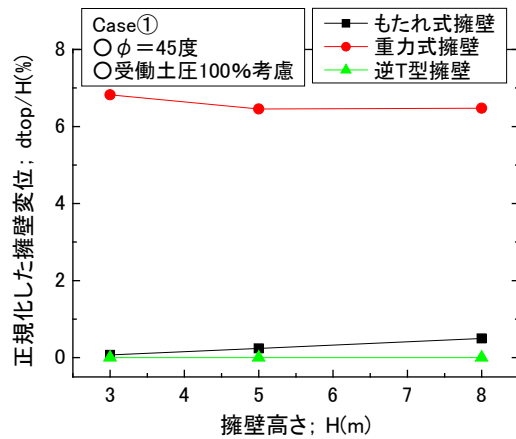
- 裏込め土のせん断抵抗角は計算結果に顕著な影響を及ぼす（Case②とCase④との比較）。
- 基礎の根入れによる受働土圧は、擁壁の残留変位に顕著な影響を及ぼす（Case②とCase③との比較）。
- Case4のように、「道路土工—擁壁工指針」でせん断抵抗角の標準値として示している $\phi=30$ 度程度の値を用いると、受働土圧を考慮したとしても擁壁に過大な変位が生じた。
- 道路構造物として良好な支持地盤上に建設されたコンクリート擁壁が、地震により倒壊に至ることはなかったというこれまでの実績を踏まえると、今回の解析条件の範囲では、Case①が最も実状に近い解析結果であった。
- 安全側の地盤定数の使用や、根入れによる受働土圧

の無視など、一定の安全余裕度を確保するための現行設計計算法での計算条件を、いわゆるレベル2地震動のような大規模地震動に対しても適用した場合には、過大な変位量が与えられる結果となった。

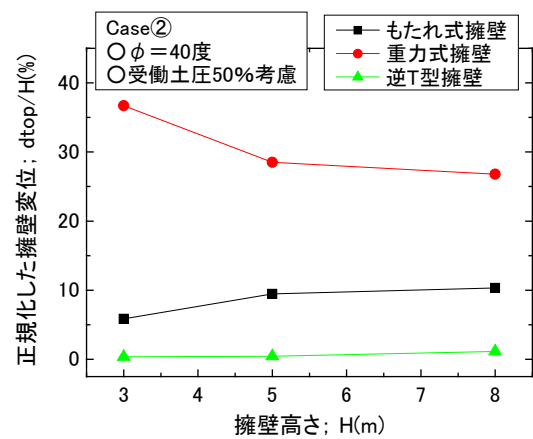
以上の結果は、大規模地震に対しては常時で考慮している安全余裕を見直す必要があることを示唆している。今回の解析結果によると、裏込め土のせん断抵抗角 ϕ を良好に締め固められた材料の実際の強度に整合する値に設定することと、支持地盤への基礎の根入れによる受働抵抗を適切に考慮することが重要であることが示唆される。上記のうち、特に裏込め土のせん断抵抗角をいかに設定するかについては、設計法のみならず現場での締め固め管理法を見直すことも視野に入れなければ、本質的な解決には至らないであろう。また、基礎の根入れによる受働土圧についても、特に地震時については学術的な知見も十分でなく、今後の検討が必要な課題と考えられる。

表-3.3 解析結果一覧表（高さ、沈下量、滑動量の単位はmで、転倒角度の単位は度）

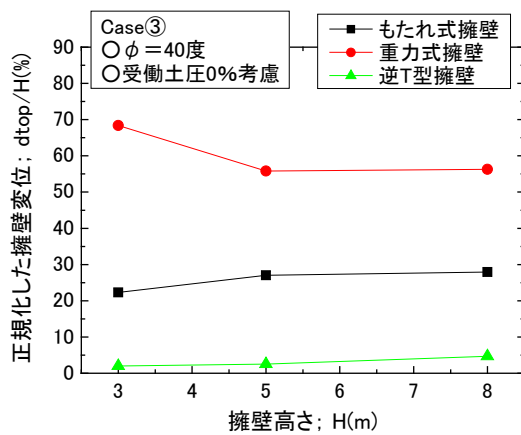
Case	形式	高さ	沈下量	水平滑動量	転倒角度
Case① $\phi=45^\circ$ 100%	もたれ式	3	0.00003	0.00114	0.02015
		5	0.00013	0.00590	0.07057
		8	0.00057	0.01990	0.14396
	重力式	3	0.00142	0.11394	1.73351
		5	0.00311	0.20528	1.34636
		8	0.00662	0.35180	1.19018
	逆T型	3	0.00001	0.00000	0.00029
		5	0.00001	0.00002	0.00024
		8	0.00002	0.00024	0.00049
Case② $\phi=40^\circ$ 50%	もたれ式	3	0.00137	0.10245	1.39588
		5	0.00478	0.26132	2.42162
		8	0.01120	0.48961	2.41225
	重力式	3	0.00968	0.68683	7.85230
		5	0.01364	1.00131	4.84790
		8	0.02655	1.60285	3.86565
	逆T型	3	0.00013	0.00837	0.05077
		5	0.00032	0.01741	0.05210
		8	0.00168	0.07169	0.13731
Case③ $\phi=40^\circ$ 0%	もたれ式	3	0.00552	0.45227	4.11912
		5	0.01445	0.91084	5.05373
		8	0.03036	1.58169	4.67649
	重力式	3	0.01526	1.42188	11.84002
		5	0.02699	2.12689	7.57193
		8	0.05513	3.61409	6.33985
	逆T型	3	0.00063	0.04664	0.25482
		5	0.00174	0.10252	0.27770
		8	0.00661	0.30671	0.47200
Case④ $\phi=30^\circ$ 50%	もたれ式	3	0.01013	0.77793	8.88353
		5	0.02492	1.43583	10.40055
		8	0.05102	2.37441	9.45744
	重力式	3	0.02243	2.06128	21.08046
		5	0.03853	2.96531	13.46027
		8	0.07898	5.05086	11.50723
	逆T型	3	0.00272	0.20988	1.29120
		5	0.00595	0.36199	1.08332
		8	0.01650	0.79324	1.32670



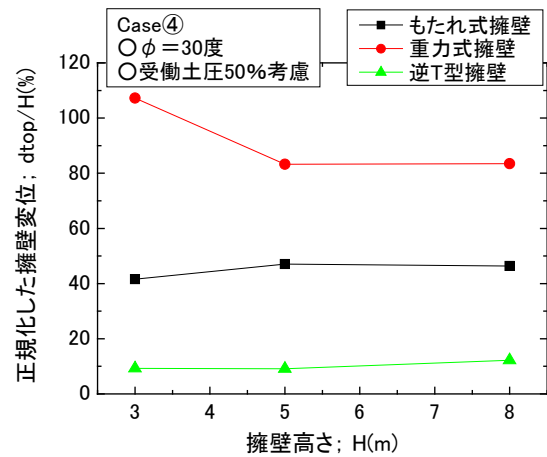
(1) Case①



(2) Case②



(3) Case③



(4) Case④

図-3.3 正規化した擁壁の水平変位と擁壁高さの関係

4. 擁壁の変形性能を考慮した耐震設計法に

関する検討

4.1. はじめに

冒頭で述べたように、前年度の検討により現行の耐震設計法の下で、適切な施工により建設された擁壁は、大地震においても倒壊に至らないであろうことが示唆された。一方で、**2. 標準断面擁壁に関する検討**、**3. 動的解析法の適用性検証**により想定する作用が大きい場合、現行の震度法による耐震設計で用いることを前提とした荷重モデルや地盤定数の設定では、計算結果が不合理な結果となりうるということが明らかになった。解析技術を向上させることのほか、基礎の根入れを考慮するための地震時受働土圧のように、動的解析法を道路盛土・擁壁などの土構造物に適用するにあたって、解決すべき技術課題

も多い。

それに加えて、現状では通常規模の道路盛土・擁壁などの設計時には、安定計算に用いる地盤の定数が不明な場合も多く、これらの情報が不十分なまま、いたずらに残留変位を計算して照査を行う意義は少なく、擁壁の残留変位を求める場合には、計算結果の確からしさが模型実験結果や被害・無被害事例に対する試解析を通じて保障されている手法を選定するとともに、裏込め材・基礎地盤の土質や力学特性値を慎重に設定する必要がある。

上記のような現状を踏まえつつ、本年度は擁壁の性能規定型の設計法の枠組みについての検討も行ったので、その内容について以下で報告する。

実際の地震時挙動を踏まえつつ設計法を構築するという観点から、本年度の検討対象は過去に実施した動的遠心模型実験の結果が豊富な分割型壁面のジオテキスタイル補強土壁と重力式擁壁とした。分割型壁面の補強土壁

(以下、単に補強土壁という)の耐震設計⁴⁻¹⁾での検討項目を、コンクリート擁壁の場合⁴⁻²⁾との比較とともに以下にまとめる。

補強土壁においては、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の3項目すべてに関して、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。コンクリート擁壁の場合には、補強材の内的安定が擁壁を構成する部材に関する内的安定に置き換わるのみで、設計における照査事項については補強土壁とほとんど違いがない。ここで、地震時土圧、補強領域あるいは擁壁の自重に起因する慣性力の算定法は同じである上に、考慮する設計水平震度も補強土壁とコンクリート擁壁で同じ値となっている。

また、補強土壁、コンクリート擁壁ともに背後の裏込め地盤または盛土材料として、建設発生土の利用を前提としているため、文献 4-1)、4-2) に示されている地盤の強度定数 (例えばせん断抵抗角 ϕ) の標準値は良く締固められた土のせん断抵抗角よりもかなり小さい。こうした手法による設計は、その計算が簡便であるとともに、設計時に地盤定数が不明瞭な場合が多い道路土工構造物にも一定の安定性を付与できるという利点がある反面で、以下の短所がある。

- 1) 補強土壁と重力式擁壁で同等の荷重モデル、設計水平震度を用いているため、補強土壁と重力式擁壁の違い、特に 4.3.5 で後述するような補強土壁の粘り強い変形性能が適切に評価できない。
- 2) 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、擁壁、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ない。
- 3) 2) に関連して、設計水平震度が実際の地震動と直接的に関連付けられていないので、実際の地震動と応答値の関係も明確ではない。
- 4) さらに 2)、3) に関連して、良質な材料を用いて良好な施工 (例えば入念な締固め) を行った場合の構造物の安定性の向上度合いが直接的に評価できない。

以上のような課題を背景としつつ、補強土壁や重力式擁壁のより合理的な設計法を提案するための研究を行ってきた。その際、特に念頭に置いているのは、1) 設計計算の結果の応答値を安全率に変わる直接的な指標とす

ること、2) 震度法と安全率による従来設計法との連続性を有すること、3) 補強土壁の粘り強い変形特性を考慮できること、4) 良好な施工による構造物の品質の向上が適切に評価できる方法であること、以上の4点である。

以下ではまず動的遠心模型実験の結果より補強土壁の地震時挙動を重力式擁壁と対比させながら説明し、それを踏まえて補強土壁の特性を踏まえた設計法の概念を述べた上で、最後に提案する設計法による試算結果を示すことにする。

4.2. 動的遠心模型実験の実験条件・方法

本報で述べる動的遠心模型実験では、図-4.1 に示すように、高さ 28mm のアルミ製 L 型金具に重力場における最大引張り強さ 2.21kN/m の高密度ポリエチレン製のジオテキスタイルを取り付けた壁面模型を多層に積み重ねる事でジオテキスタイル補強土壁模型を作製した。図-4.2 に本報で検討対象とする実験模型の概要を、加振条件を表-4.1 にまとめる。表-4.1 中には、後述する重力式擁壁に関する動的遠心模型実験の加振条件も併せて示している。なお、この後は図-4.2 中の実験ケース名を用いて各実験を呼称する。図-4.2 中の寸法値は実物大換算した値であり、以降では模型の寸法、計測値について述べる際に、特に断りがない限りは実物大換算した値を用いる。

遠心加速度は、50G まで作用させて壁高を増大させた GW01 実験以外は全て 20G である。補強土壁模型の高さは全実験共通で 400mm であるため、実物大換算した場合には、GW01 実験では壁高が 20m、それ以外の実験では高さ 8m の補強土壁が基礎地盤の上に構築された状況に相当する。基礎地盤、背後地盤共に気乾状態の東北砂 7 号を用いて作製し、基礎地盤、背後地盤の相対密度 D_r はそれぞれ約 100%、80% である。

図-4.3 に加振波形の一例を示す。本研究では、正弦波および二通りの地震波を用いて、最大加速度を徐々に増大させる形式で加振を行った。正弦波加振は補強土壁の崩壊メカニズムを把握するために、最大加速度を段階的に増大させる形式で行なった。これに対して、地震波による加振波形としては、レベル 2 地震動に相当する大規模地震に対する補強土壁の耐震性を把握することを主な目的として、道路橋示方書⁴⁻³⁾の地表面におけるレベル 2-1 地震動 (プレート境界型地震動、地震波 A)、レベル 2-2 地震動 (直下型地震動、地震波 B) を用いた。

本報では一連の研究で壁面高さ、補強材配置、基礎地盤条件、壁面工の形式、背後地盤条件を変化させて実施

表-4.1 加振条件と振動台加速度のまとめ（単位は実物大換算値で gal）

Case	Step1	Step2	Step3	Step4	Step5	Step6	Step7	Step8	Step9
GW01	S_137	S_240	S_356	S_459	S_669				
GW02	S_130	S_248	S_391	S_500	S_655	S_770	S_245	S_739	S_240
GW03	S_132	S_245	S_391	S_545	S_645	S_728	S_269	S_747	S_245
GW04	S_124	S_254	S_364	S_497	S_656	S_752			
GW05	S_122	S_232	S_382	S_540	S_604				
GW06	S_115	S_230	S_395	S_563	A_325	B_896	S_682	S_708	
GW07	S_241	S_385	S_550	B_919	S_656	S_689			
GW16	B_309	B_671	B_1132						
RW01	S_76	S_98	S_194	S_310	S_392	S_425			
RW03	B_167	B_242	B_252	B_350	B_480	B_542	B_676	B_702	
RW22	S_133	S_266	S_307	S_377	S_440				

- S_*：正弦波加振で、最大加速度が*galである事を示す。
- A（又はB）_*：地震波 A（または B）による加振で、最大加速度が*galである事を示す。
- 最大加速度は、慣性力が擁壁前面方向に作用する方向（土層右向きへの加速）の最大値を示す。

した全 19 ケースの実験⁴⁻⁴⁾のうち、補強材の長さや配置、補強土壁の高さを変化させた全 8 ケースを対象として検討を行なった。

図-4.4 に計測機器の配置図の一例を示す。壁面の水平変位、背後地盤の地表面沈下量、応答加速度、補強材の伸びひずみ、補強土壁底面及び補強材端部と背後地盤との境界部に作用する土圧を計測した。

また、本報では重力式擁壁との比較を行いながら補強土壁の耐震設計法を構築するための検討を行うので、重力式擁壁に関する遠心模型実験の結果も参照する。本報で参照する重力式擁壁に関する遠心模型実験⁴⁻⁵⁾ ⁴⁻⁶⁾ は、図-4.5 に示すような実物大で高さ 9m、底版幅 4.5m または 3.75m の重力式擁壁模型が水平な基礎地盤の上に構築された状況に相当する模型実験で、気乾状態の豊浦砂で作製された基礎地盤、背後地盤の相対密度は約 80% である。加振は補強土壁の場合と同様に徐々に最大加速度を増大させる形式で行い、RW01、RW22 実験では 2Hz20 波の正弦波を用いて、RW03 実験では図-4.2 に示した地震波 B を用いて徐々に最大加速度を増大させて加振を行った。

なお、排水三軸圧縮試験より求めた各実験の背後地盤のせん断抵抗角 ϕ は、補強土壁に関する模型実験で背後地盤に用いた東北硅砂 7 号で $\phi=40$ 度、重力式擁壁の背後地盤に用いた豊浦砂で $\phi=41$ 度程度とほぼ同等だった。以下では、これらの実験結果より補強土壁の地震時の変形特性について、重力式擁壁との対比とともに考察する。

4.3. 補強土壁および背後地盤の変形状況のまとめ

4.3.1. 背後地盤の変形状況

図-4.6 に補強土壁（GW 07 実験）と重力式擁壁（RW22 実験）における擁壁の変位と基礎・背後地盤の変形状況

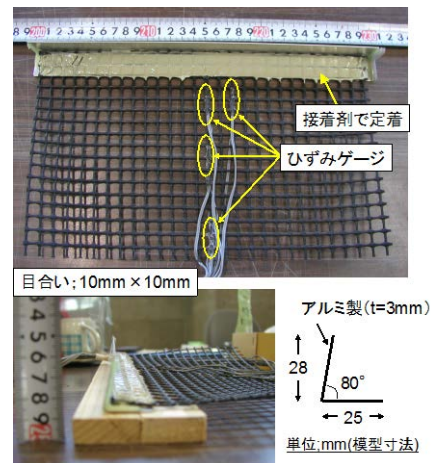


図-4.1 壁面工および補強材模型（単位は模型寸法で mm）

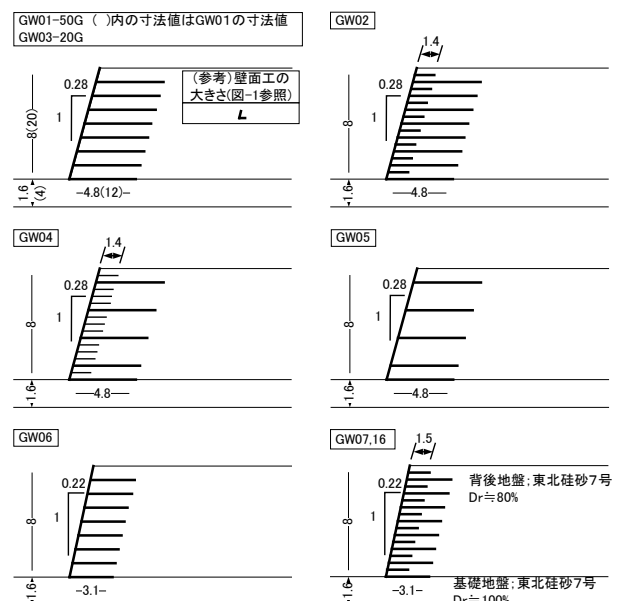


図-4.2 実験模型の概要（単位は実物大換算値で m）

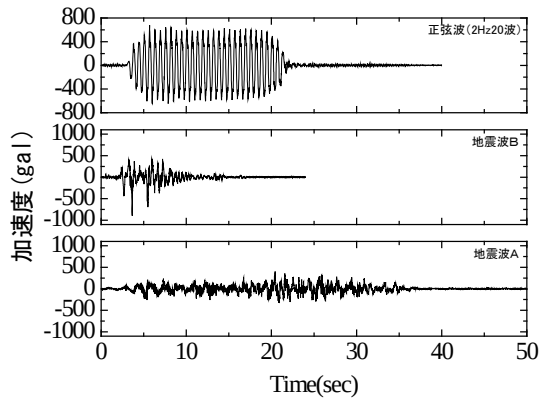


図-4.3 加振波形の一例（単位は実物大換算値）

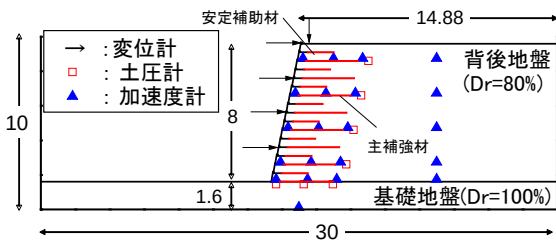


図-4.4 実験模型および計測機器の配置図（GW07 実験の場合、単位は実物大換算値で m）

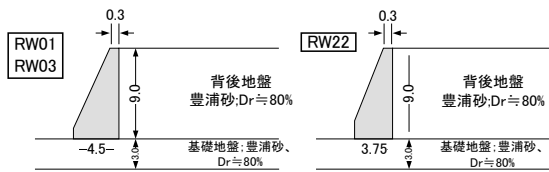


図-4.5 検討対象とする重力式擁壁模型の概要（単位は実物大換算値で m）

の違いを示す。GW07 実験は壁高が 8m であり、鉛直方向配置間隔 1.0m で長さ 3.1m の主補強材が、主補強材の間に長さ 1.4m の安定補助材が配置されている補強土壁に関する実験であり、RW22 実験は壁高 9.0m、底版幅 3.75m の重力式擁壁に関する実験である。両実験とも 2Hz20 波の正弦波の最大加速度を段階的に増大させていく形式で実験を行った。GW07 実験については、正弦波加振の間に一度だけ地震波 B による加振も行ったが、地震波による変位増分は正弦波加振と比較するとごく小さく（水平変位にして壁高の 0.5% 程度）、大局的には補強土壁の変形状況に影響を及ぼしたとは考えづらい。

実験に用いた擁壁模型の地震時安定性は異なっている上に、加振レベルも異なる擁壁の変形状況を比較することは厳密には適当ではないが、図-4.6 からは地震時挙動、変形状況の明らかな違いとして、以下の事が読み取れる。

重力式擁壁の場合には、背後地盤に明瞭なすべり面が

確認できる。また、すべり土塊内部の変形は後述する補強土壁の背後地盤と比較すると顕著ではない。また、擁壁直下の基礎地盤 ($Dr=80\%$) でも変形が生じている。特に、つま先部では擁壁底版が基礎地盤にめり込むように変位しており、つま先部前面の基礎地盤でもすべり面が確認できる。

補強土壁の場合には、基礎地盤 ($Dr=100\%$) の変形は重力式擁壁ほど顕著ではない。この傾向は、基礎地盤の $Dr=70\%$ とした実験でも概ね同様であった⁷⁾。また、重力式擁壁の背後地盤のように明瞭なすべり面とすべり土塊は確認できない。これは、重力式擁壁では擁壁の変位とともにすべり土塊が背後地盤に生じたすべり面に沿って、その形状を保ちながら変位する傾向が強いのにに対して、補強土壁ではすべり土塊と共に壁面が変位するというよりは、背後地盤、特に補強材が配置されている領域（補強領域）自体の変形により補強土壁の変状が進行したことに起因すると考えられる。

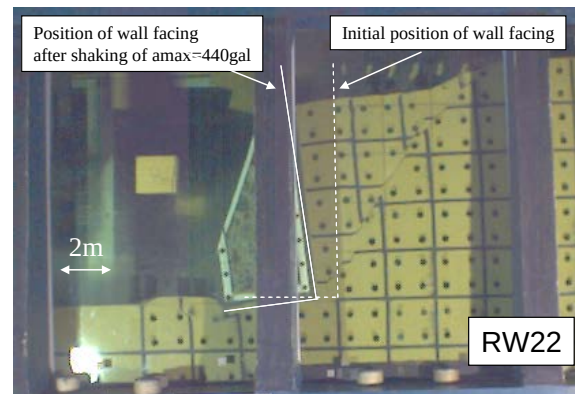
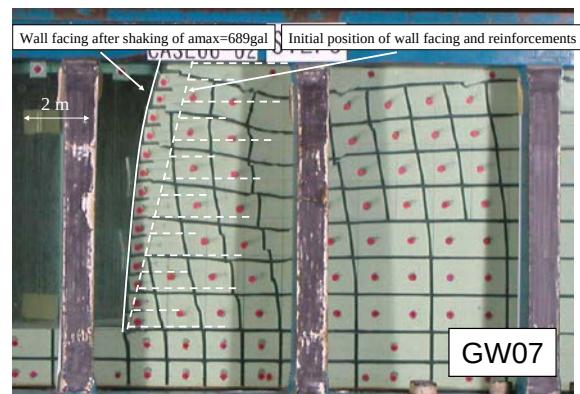


図-4.6 補強土壁と重力式擁壁の変状状況の比較

4.3.2. 壁面工の局所的な安定性

本報で検討対象とした補強土壁に関する動的遠心模型実験の中では、図-4.2 ならびに表-4.1 に示した実験のうちで、GW01、GW 04、GW05、GW06 の各実験において、補強土壁を構成する部材である補強材、壁面に顕著な変状

が生じた。これらの実験は、補強材の長さや配置を変化させて実施した実験であるが、図-4.7から図-4.10に各実験における実験終了時の補強土壁と背後地盤の変状状況を示す。なお、図-4.7から図-4.10には背面土中に生じたすべり面や、模型解体中に補強材の顕著な伸長が確認された箇所も併せて示している。前述したように、すべり面よりも壁面側の背後地盤で顕著な変形が生じている。

図-4.7、図-4.9に示したGW01、GW05実験では最後の加振ステップである最大加速度 $a_{max}=669\text{gal}$ 、 540gal の加振中に壁面工が脱落したために、背後地盤が前面へと流出してしまい、加振後の補強土壁には、特に天端付近で原型をとどめないほどの顕著な変状が生じた。

GW01実験は実物大換算した場合に壁高20mの補強土壁に対して、長さ12mの主補強材が鉛直方向配置間隔2.5mで8層配置された条件に、GW05実験は壁高8mの補強土壁に長さ4.8mの主補強材が鉛直方向配置間隔1から2mで5層配置された条件に相当する。

GW01実験では基礎地盤から14段目、16段目の壁面工が、GW05実験では12から14段目及び16段目の壁面工が脱落した。これに対して、図-4.8、図-4.10に示したように、GW04、GW06、実験でも壁面には比較的大きな変位が生じたが、壁面工の脱落には至らなかった。

GW01、GW05実験では、壁面工の脱落は安定補強材が設置されていない壁面工で生じた。これに対して、GW04実験では、長さ4.8mの主補強材が設置されていなかった壁面には補助材が配置されていたため、補強土壁に比較的小さい変位が生じていても、壁面工が脱落に至らなかったものと推測される。一方で、GW06実験では主補強材の長さが3.1mで、補助材が設置されていない段もあり、かつ壁面に比較的小さい変位も生じていたにもかかわらず、壁面工の脱落には至らなかった。GW01、GW05実験では壁面工の脱落が生じた箇所における主補強材の鉛直方向配置間隔は2～2.5mだったのに対してGW06実験では半分以下の1.0mであり、補助材は無かったものの、主補強材の鉛直方向配置間隔が比較的小さいために、今回の加振条件では壁面工が脱落に至らなかったものと推測される。今回の実験と同様に、1999年に発生した台湾集集地震では、補強材の鉛直方向配置間隔が大きい場合に、補強材間の壁面工の脱落を引き金にして補強土壁が崩壊に至った事例⁽⁴⁷⁾もあり、壁面工の間の安定補助材の重要性が被災事例、模型実験の両面から確認された。

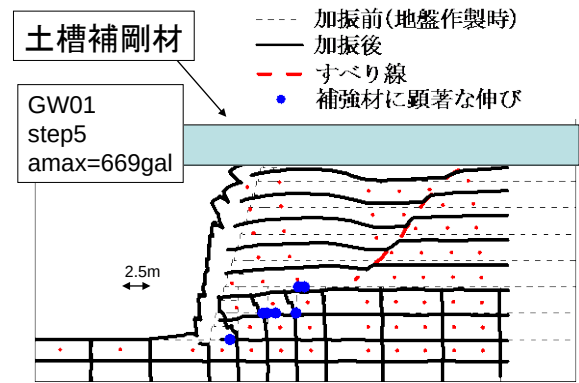


図-4.7 GW01 実験終了時の壁面・背面土の状況

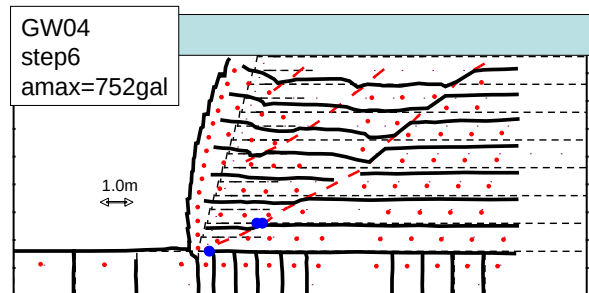


図-4.8 GW04 実験終了時の壁面・背面土の状況

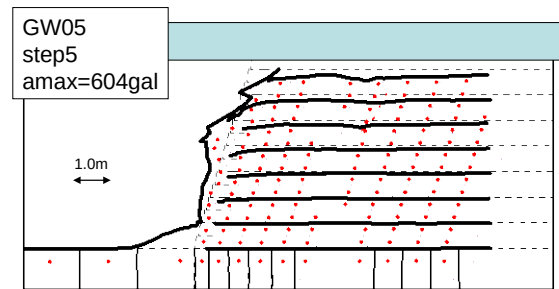


図-4.9 GW05 実験終了時の壁面・背面土の状況

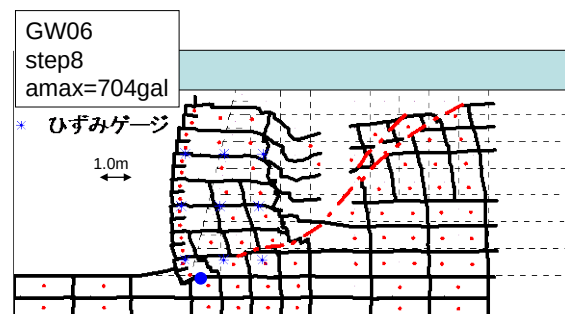


図-4.10 GW06 実験終了時の壁面・背面土の状況

4.3.3. 補強材の伸長

実験終了後に模型地盤を撤去する際、補強材の変状を確認した。その結果、図-4.8、図-4.10に示すように、GW04実験では二箇所、GW06実験では一箇所において補強材の伸長が生じていた。図-4.11はGW04実験の場合である。ただし、いずれの実験においても、補強材の破断は

確認されなかった。図-4.7 から図-4.10 に示すように、壁面工の脱落が生じた GW01、GW05 実験と比較すると、補強材に伸長が確認されたのみの GW04、GW06 実験では、壁面の変状の程度は比較的軽微で、壁面の原形は保持されていた。図-4.11 に示した補強材の伸長に着目すると、補強材の顕著な伸長は補強材の全長にわたって平均的に生じるのではなく、局所的に生じる傾向が強かったことがわかる。また、図-4.7 から図-4.10 に示すように、補強材の顕著な伸長が確認された箇所は、すべり面上あるいはすべり面の延長上にある傾向が強かった。今後はひずみゲージの計測値などからすべり面の発生状況と張力の増大傾向に因果関係があるのかを考察したい。

4.3.4. 壁面工の局所的な安定性と補強材の伸長が補強土壁の地震時挙動に及ぼす影響

壁面工の局所的な安定性が損なわれ、壁面が脱落することや、補強材に伸長が生じること等が、補強土壁の地震時挙動に及ぼす影響を把握するために、正規化した水平変位 d_{max}/H と振動台の最大加速度 a_{max} との関係を図-4.12 に示す。最大加速度 a_{max} については、慣性力が補強土壁の前面に向かって作用する方向の最大値を、正規化した水平変位としては各加振後の水平変位の残留値を壁高 H で正規化した値を用いた。なお、水平変位は基礎地盤からの高さ h が壁高の 25、50、75、100% の位置における水平変位 (図-4.4 参照) の計測値の中から、その最大値 d_{max} を代表値とした。水平変位は、遠心力載荷前を初期値とした累積値であり、GW06 実験については、正弦波加振の結果のみを抽出して図中に示した。また、図中に示した凡例のうち、例えば GW01 (W and E) の W は実験で壁面の脱落が生じたこと、E は補強材の顕著な伸長が確認された事をそれぞれ示している。なお、図中には壁面の脱落や補強材の伸長が生じなかった GW02 実験の結果も比較のために併せて示した。

GW01、GW05 実験では壁面工の脱落が生じた加振ステップで、レンジオーバーとなり変位が計測できない段階にまで変位量が増大した。特に、壁高が 20m と高く、主補強材の配置間隔が 2.5m と他の実験と比較して広い GW01 実験では、壁面工の脱落が生じる前においても、加振レベルの増大に伴う変位量の増加傾向が他の実験と比較して急激だった。一方で、GW05 実験では壁面工の脱落が生じる前は、他の実験と水平変位の増大傾向がほぼ同様だったが、壁面工の脱落が生じた最大加速度 540gal の加振ステップでは水平変位が急増し、その他の実験よりも急激に補強土壁、背後地盤の変状が進展する結果となった。

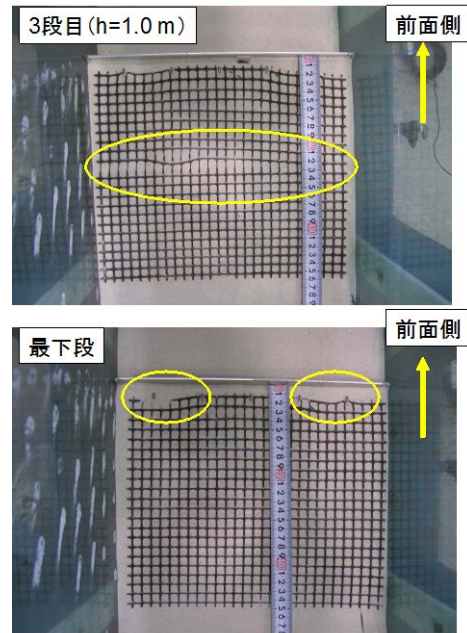


図-4.11 補強材の伸張 (GW04 実験, 最下段, 3 段目、図中の h は基礎地盤からの高さを示す)

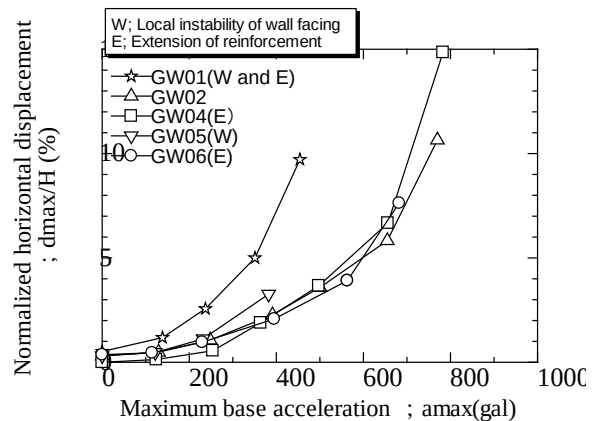


図-4.12 振動台加速度と残留水平変位の関係

これに対して、補強材に伸長が生じた GW04、GW06 実験と、特に補強材の損傷が確認されなかった GW02 実験とを比較すると、補強材の伸長が生じた各ケースにおいて水平変位の増大傾向が格段に急激な訳ではなく、今回の実験条件の範囲では、一部の補強材に生じた伸長が即座に補強土壁の耐震性を低下させるような結果とはならなかった。

これは、補強土壁の変形抵抗メカニズムがシステムとして冗長性を有していることを示唆しており、このことを利用すると、例えば大規模地震時などには要求性能を満足できる範囲内で、補強材の部分的な伸長や破断を許容する設計法^(例えば4-6)も成立しうると考えられる。ただし、過去の実物大実験の結果⁴⁻⁹⁾では、補強材の破断が複数個

所で生じた場合には、常時の状態であっても補強土壁が崩壊に至る事が報告されているため、補強材の破断或いは伸長がどこまで許容されるのかについては、今後詳細な検討が必要になると考えられる。

4.3.5. 水平震度と残留変位量の関係

図-4.13 では、補強土壁、重力式擁壁の応答加速度を重力加速度で正規化して求めた水平震度 k_{hr} と各加振終了時の残留変位量との関係 ($k_{hr}-d_{max}/H$ 関係) を比較している。図中、横軸の残留変位の定義は図-4.12 と同様で補強土壁、重力式擁壁の残留水平変位の最大値を壁高で正規化した値 d_{max}/H として示している。ここで、補強土壁の場合の d_{max} の定義は前記のとおりであるが、重力式擁壁については、最大水平変位が擁壁天端で生じていたため、擁壁天端における水平変位を d_{max} として壁高 H で正規化した。また、応答加速度については壁面中腹（壁高の 1/2 の高さ）で計測した補強土壁、重力式擁壁の応答加速度の最大値を、重力加速度で除した k_{hr} という指標を用いることとした。なお、応答加速度の最大値としては、擁壁に外向き（前面方向）の慣性力が作用する方向の加速度の最大値を用いた。

図中で比較対象としたのは、補強土壁に関する実験として GW02、GW03、GW04、GW05、GW06、GW16 実験であり、重力式擁壁に関する実験として RW01、RW03、RW22 実験である。実験条件は図-4.2、図-4.5 および表-4.1 にまとめたとおりであるが、補強土壁については壁高が 8m で、補強材の長さおよび配置、さらに加振条件の異なる実験を抽出した。GW16 実験は長さ 3.1m、1.4m の主補強材、安定補助材がそれぞれ 8 層ずつ配置されている補強土壁に対して、最初から地震波 B によって振動台の最大加速度が約 300、600、1100gal の加振を加えた実験である。重力式擁壁については対象とした補強土壁とほぼ同等の高さ ($H=9$ m) で、底版幅ならびに加振条件の異なる実験を示している。

図から明らかな事として、重力式擁壁 (RWシリーズ) では、 k_{hr} の増大に伴い d_{max}/H は徐々に増大し、 $k_{hr}=0.25$ 程度になると k_{hr} がほぼ頭打ちとなり、 d_{max}/H が急激に増大する傾向にあった。これは、地盤条件と擁壁の諸元により決まる重力式擁壁の抵抗力の最大値が、 $k_{hr}=0.25$ 程度の作用力（ここでは地震時土圧と慣性力の合力）とほぼ等しく、それ以上に抵抗力が増大しえず、擁壁の応答が頭打ちになったためだと考えられる⁴⁻¹⁰⁾。RW22 実験では、変位が急増する段階で k_{hr} も若干増大している。これは、RW22 実験では底版幅が 3.75m と比較的狭かったため

に、基礎地盤にめり込むように擁壁が変位していく傾向が強く、このために見かけ上根入れ深さが増大して発揮される抵抗力が増したことが影響していると思われる。

補強土壁 (GWシリーズ) も、 k_{hr} が比較的小さい範囲では、重力式擁壁と同様に変位量が徐々に増大する傾向を示している。しかし、変位量の増加が $k_{hr}=0.4$ 付近を境に初期と比較して急になったとしても、重力式擁壁のようにほぼ k_{hr} 一定のまま急激に変位量が増大するのではなく、 k_{hr} も増大しながら d_{max}/H が増加する傾向が強い。これは、4.3.1 で述べたように、補強土壁では補強領域の変形に伴って、壁面の変位が増大していくことと関係があると考えられる。すなわち、補強材が破断しない範囲であれば、補強領域の変形量が増大するのに伴い、抵抗力として発揮される補強材の張力も増大するので、重力式擁壁とは異なり、 k_{hr} が頭打ちになるような挙動にならなかったものと思われる。今後は補強材に生じた張力と変位の増大傾向に着目して、この考察が定性的に正しいのかを検証したい。

以下では、このような補強土壁と重力式擁壁との変形特性の違い、特に補強土壁の粘り強い変形特性を適切に考慮するために、 $k_{hr}-d_{max}/H$ 関係とエネルギー—定則を用いた設計法に関する検討内容について述べる。

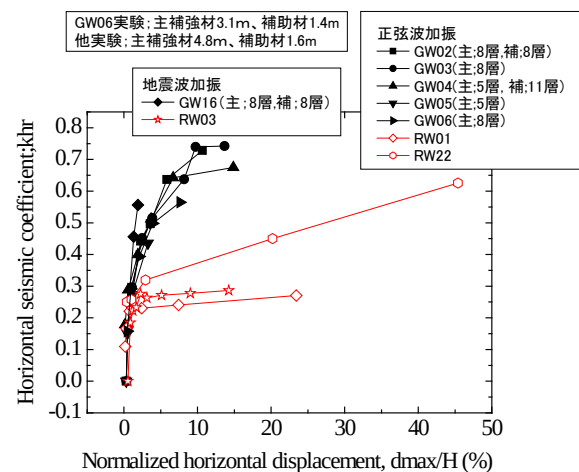


図-4.13 補強土壁、重力式擁壁の k_{hr} と d_{max}/H の関係

4.4. 変形性能を考慮した耐震設計法の概念

4.4.1. 提案手法の概要

図-4.14 に提案する設計手法の概要を、従来設計法との比較と共に示す。前述のとおり、従来は所定の設計水平震度において、補強材の内的安定、補強領域の外的安定、背後・基礎地盤を含めた全体安定に関して、安全率が許容安全率以上であるかを照査してきた。ただし、設

計計算の結果得られるのが安全率であることと、考慮する水平震度と地震動の大きさ(例えば地表面加速度など)との関係が直接的には関連付けられていないため、設計された擁壁にある規模の地震動が作用した際に、どの程度の損傷が生じるのかを直接的に評価できない。また、コンクリート擁壁と補強土壁でほぼ同じ荷重モデル、設計水平震度を用いているため、図-4.13に見られたような補強土壁の粘り強い変形性能が設計に反映されづらいという短所もあった。

これに対して、提案手法では以下の要領で設計計算を行うことで、上記の短所を克服することを目指した。

1) 設計水平震度の設定

実際の地震動の規模と設計水平震度を対応させることを意図して、設計水平震度を文献 4-3) に準拠して地表面の最大加速度を重力加速度で序した値として設定した。

2) $k_{hr}-d_{max}/H$ 関係とエネルギー一定則の採用

設計計算の結果得られる指標を安全率ではなく、物理的な意味を有する補強土壁の応答値とすることを意図すると共に、重力式擁壁と補強土壁との変形特性の違いを反映するために、エネルギー一定則が成立すると仮定し、 $k_{hr}-d_{max}/H$ 関係から 1) で規定した設計水平震度に対する擁壁の変位量を評価することとした。

また、1)、2)の考え方で設計計算を行うことによって、通常の震度法を用いた安定計算では内的安定の検討において、設計水平震度における外力に対して、補強材あるいは重力式擁壁の躯体が部材として安定であるようにその諸元を決定する必要があったのに対して、荷重の頭打ち⁴⁻¹⁰⁾や低減を考慮することもできるため、内的安定についても合理化の可能性はある。

4.4.2. 提案手法の概念を用いた試算

従来法と比較して、提案手法を用いることによってどのような利点があるのかを把握するために行った試算結果を示す。表-4.2はGW06実験、RW01実験で用いた補強土壁、重力式擁壁に関する現行手法による設計計算の結果($k_h=0.16$)を、内的安定に関するものを除いてまとめたものである。地盤定数には各模型実験と併せて実施した三軸試験の結果を用いて、補強土壁の背後地盤、基礎地盤をそれぞれ $\phi=40$ 度、 45 度とし、重力式擁壁の背後地盤、基礎地盤を $\phi=41$ 度とした。重力式擁壁では滑動、転倒、支持に対する安全率がいずれも許容安全率よりも大きいものに対して、補強土壁では全体安定に関する安全率が許容値を下回っている。しかし、実際の耐震性が表-4.2に示した安定計算の結果と必ずしも対応して

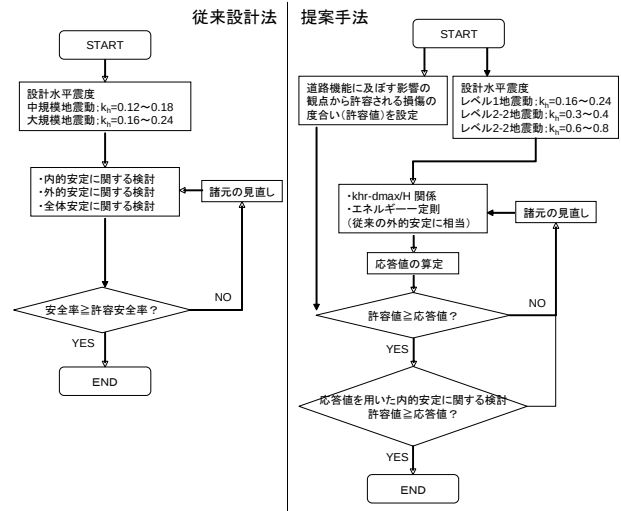


図-4.14 提案する設計法の概念図

表-4.2 従来法での設計計算結果(安全率は地震時の安全率を示している)

照査項目	照査結果 安全率	GW06 (補強土壁)	RW01 (重力式擁壁)
		$k_h=0.16$ $H=8m$	$k_h=0.16$ $H=9m$
全体安定	照査結果	NG	-**
	安全率 (許容値)	0.843 ($F_s>1.000$)	-**
滑動	照査結果	OK	OK
	安全率 (許容値)	2.326 ($F_s>1.2$)	1.238 ($F_s>1.2$)
転倒*	照査結果	OK	OK
	安全率 (許容値)	6.723 ($F_s>1.000$)	3.464 ($F_s>1.000$)
支持	照査結果	OK	OK
	安全率 (許容値)	2.907 ($F_s>1.500$)	2.705 ($F_s>2$)

*転倒安全率は、限界偏心距離を偏心距離で序して算定
**重力式擁壁の全体安定は基礎地盤が良好なため省略

いない、特に補強土壁の粘り強い変形特性が反映されていないのは、図-4.13に示した $k_{hr}-d_{max}/H$ の関係との比較からも明らかである。

ここで、図-4.15に一例を示すように補強土壁と重力式擁壁の $k_{hr}-d_{max}/H$ の関係を、初期勾配 K_1 、降伏震度 k_{hy} 、降伏後の勾配低下率 r の三つの指標を用いて、バイリニア形式でモデル化することを考える。ここでは、実験結果を参考にして K_1 、 k_{hy} 、 r の値を補強土壁で $K_1=0.2$ 、 $k_{hy}=0.4$ 、 $r=0.2$ に、重力式擁壁で $K_1=0.15$ 、 $k_{hy}=0.25$ 、 $r=0$ に設定した。

エネルギー一定則とは、図-4.16に示すような荷重-変位関係を有する構造物に、ある地震力が外力として作用した時、構造物が線形応答するとして求めた面積 A と、塑性変形を考慮して求めた面積 B が等しくなると仮定して、変位を算定する手法であり、構造物の塑性変形を考慮して、比較的簡便に応答値を求める手法として広く使

われている(例えば文献4-3)。

ここでは、設計水平震度 $k_h=0.8$ として、エネルギー一定則により応答変位を算定すると、補強土壁の場合には $d_{max}/H 4.37$ (%)、重力式擁壁の場合には $d_{max}/H 9.37$ (%)となり、実験結果に基づき設定した荷重—変位関係ではあるが、補強土壁が重力式擁壁と比較して粘り強い変形性能を示すことが定性的にはよく表現できている。

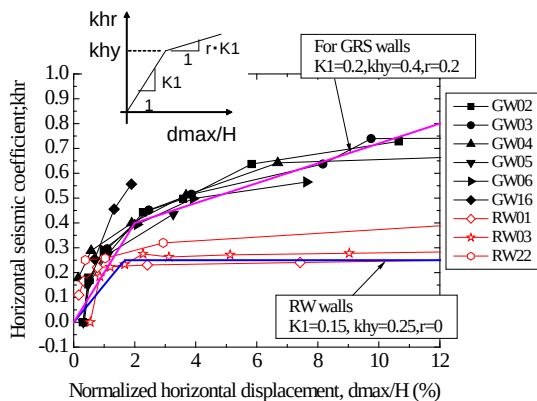


図-4.15 モデル化した k_{hr} — d_{max}/H の関係

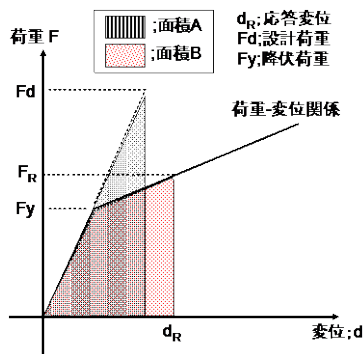


図-4.16 エネルギー一定則による応答変位算定の模式図

5. まとめ

5.1. 標準断面擁壁の耐震性に関する検討

「土木構造物標準設計第2巻(平成12年版)手引き」に記載されている標準断面の擁壁を対象として、道路土工-擁壁工指針に準拠した安定計算を行い、昨年度の検討で得られた擁壁の地震時変位量と地表面加速度および限界水平震度の関係から、標準断面擁壁の耐震性を評価することを試みた。結果の概要をまとめると以下のとおりである。

- 滑動に対して安定を満足できないケースが多く、特に、L2 地震動を考慮した場合には全てのケースに

おいて滑動に対する安定を満足することができなかった。

- 転倒、支持についてはせん断抵抗角が小さいC3を裏込め土として用いた場合や、支持地盤が軟弱な場合を除いて、安定を満足できる結果となった。
- 安定解析の結果は、必ずしも昨年度の検討結果や過去の大地震における被害の実績と対応していなかった。
- 上記の問題は、安定計算において裏込め土のせん断抵抗角を安全側に設定していることや、基礎の支持地盤への根入れの効果を無視していることに起因すると推測される。

5.2. 動的解析法の適用性検証に関するまとめ

実務設計への動的解析手法の適用性を検証することを目的として実施した、標準的な断面を有する擁壁に関する試解析の結果、以下のことが分かった。

- 背後地盤のせん断抵抗角 ϕ 、根入れ部の基礎に作用する受働土圧の考え方は計算結果に大きな影響を及ぼす。
- 基礎の根入れによる受働土圧を考慮し、良好に締め固められた裏込め土のせん断抵抗角に近い値を用いた場合の解析結果は、通常の擁壁が過去の大地震においても倒壊にまで至ることはなかったという実績と、定性的には一致していた。
- 上記以外の解析結果については、現行の設計法で擁壁に一定の安全余裕度を持たせるために設定された地盤定数や計算条件を、そのまま大規模地震動を考慮した動的解析手法に適用したため、過大な変位量を与える結果になったと推測される。

5.3. 合理的な耐震設計法に関する検討

過去に実施した補強土壁と重力式擁壁の動的遠心模型実験結果より、その地震時挙動を対比しつつ、実験結果に基づき K_1 、 K_p 、 r を設定し、エネルギー一定則を仮定することで、補強土壁と重力式擁壁の地震時挙動の違いを考慮できる設計法が成立しうるのかについて検討した。その結果得られた知見は以下のとおりである。

- 遠心模型実験の結果より、壁面工の局所的な安定性が損なわれた場合には、補強土壁の変状が顕著となる傾向が強いことがわかった。
- 本研究の実験条件の範囲では、補強材に顕著な損傷が生じて、補強土壁の耐震性が即座に低下するようなことはなかった。

- 補強土壁と重力式擁壁の荷重—変位関係をモデル化し、エネルギー一定則を用いることで、補強土壁の粘り強い変形性能を反映した設計法が成立しうるということがわかった。また、この考え方は、合理的な設計法として、コンクリート擁壁についても適用が可能である。

6. 今後の展開

今後、設計法の確立に向けては、まず以下の検討が必要であると考えられる。

● 動的解析を行う際の必要条件の整理

今回の検討で明らかになったように、解析に用いる必要条件を十分に整理しないままに、いたずらに動的解析を行うことに意義は少ない。少なくとも今回の解析条件の範囲では、裏込め土のせん断抵抗角 ϕ の設定と支持層への根入れ効果の考え方については整理が必要であることが分かった。こうした条件を整理したうえで、標準断面擁壁に対して動的解析を適用することによって、標準断面擁壁の耐震性も適切に評価できると考えられる。

● $k_{hr}-d_{max}/H$ 関係のモデル化

本報では、実験結果より得られた $k_{hr}-d_{max}/H$ の関係を用いたが、設計法を確立するためには、 $k_{hr}-d_{max}/H$ 関係を計算で求める必要がある。現在、筆者らは被災事例の逆解析や模型実験結果、数値解析によって、重力式擁壁、補強土壁の $k_{hr}-d_{max}/H$ 関係を求めるための検討を行っており、この内容についても今後報告していきたい。

● エネルギー一定則を用いた設計法の検証

本報では、地盤条件、地震動特性の違いや破壊モードの違いを特に考慮せず、エネルギー一定則を用いた試計算を行った。今後は擁壁の荷重—変位関係に関して、適切なモデル化を行った上で、上記の地盤条件、地震動特性の違い、破壊モードの違いなども含めて、エネルギー一定則を用いた設計法が成立しうるのかを検証していきたい。

参考文献

- 1-1) 日本道路協会：道路土工要綱（平成21年度版）、2010。
- 1-2) 鉄道総合技術研究所、鉄道構造物等設計標準・同解説土構造物、丸善株式会社、2007。
- 1-3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ 下部構造編、2002。

- 2-1) 全日本建設技術協会：国土交通省制定土木構造物標準設計 第2巻 擁壁類、2000。
- 2-2) 日本道路協会：道路土工 擁壁工指針、1999。
- 2-3) 中島進、榎本忠夫、佐々木哲也：模型実験・地震被害事例の解析による道路擁壁の耐震性の評価、土木技術資料、53（5）、2011。
- 2-4) 斉藤由紀子、岡村未対、田村敬一：重力式擁壁の地震時変位量—擁壁の根入れ深さを考慮した地震時変位計算法の検証—、土木学会年次学術講演会講演概要集 第3部、第57巻、3号、pp.1171-1172、2002
- 3-1) Okamura, M., and Matsuo, O.: A displacement prediction method for retaining walls under seismic loadings, Soils and Foundations, Vol.42, No.1, pp.131-138、2011。
- 3-2) Nakajima, S., Koseki, J., Watanabe, K., and Tateyama, M.: A simplified procedure to evaluate earthquake-induced residual displacements of conventional type retaining walls, Soils and Foundations, Vol. 49, No.2, pp.287-303, 2009。
- 3-3) 渡辺ら
- 3-4) 高橋彰浩、杉田秀樹、松尾修、擁壁の動的変形解析に用いる基礎の支持力係数の簡易設定法、土木学会 第63回年次学術講演会公演概要集、Ⅲ - 305、pp.605-606、2002。
- 3-5) Tatsuoka, F., Koseki, J., Tateyama, M., Munuf, Y. and Horii, K.: Seismic stability against high seismic load of geosynthetic-reinforced soil retaining structures, Keynote lecture, Proc. of the 6th International Conference on Geosynthetics, Vol.1, pp.103-142, 1998。
- 3-6) 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 土研動的遠心模型実験
- 3-7) 古関潤一：裏込め土中での滑り面発生に伴うひずみ軟化挙動を考慮した地震時土圧算定法（修正物部岡部式）、土木技術 平成18年2月号、Vol.61, No.2
- 3-8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ 耐震設計編、2002。
- 3-9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ 下部構造編、2002。
- 4-1) 日本道路協会：道路土工-擁壁工指針、1999。
- 4-2) 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 改訂版、2000。

- 4-3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ 耐震設計編、2002.道路橋示方書Ⅴ
- 4-4) 榎本忠夫、佐々木哲也、中島進：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 補強土壁の設計計算法に関する考察）、第25回ジオシンセティックスシンポジウム、2010
- 4-5) 松尾修ら：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
- 4-6) 斉藤由紀子ら：重力式擁壁の地震時変位量－擁壁の根入れ深さを考慮した地震時変位計算法の検証－、土木学会年次学術講演会講演概要集第3部、第57巻、3号、pp.1171-1172., 2002 土研遠心
- 4-7) 台湾集集地震
- 4-8) 宮田喜壽、篠田昌弘：ジオシンセティックス補強土壁のシステム冗長性を考慮した信頼性解析法、ジオシンセティックス論文集、第24巻、pp.269-274., 2009.
- 4-9) 建設省土木研究所；ジオテキスタイルの土中での挙動とその効果に関する共同研究報告書（その2）、土木研究所共同研究報告書、第6号、1988.
- 4-10) 渡辺健治、舘山勝、古関潤一：大地震作用下における地震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、pp.1373-1374., 2009.

Research on performance-based design with considering characteristics of earth structures

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2009-2013

Research Team : Material and Geotechnical
Engineering Research Group
(Soil mechanics and dynamics)

Author : Tetsuya Sasaki
Tadao Enomoto
Susumu Nakajima

Abstract : Aim of this study is to develop general outlines of performance based design methodology for earth structures. In the first fiscal year of this research, it was attempted to evaluate seismic performance of concrete retaining walls and geosynthetics reinforced soil retaining walls, which are designed by the current empirically developed design methodologies. Based on analyses on the series of model tests and case histories of damaged retaining walls during the recent large earthquakes, it was found that the sufficient seismic stability was assured by following current seismic design guidelines, while further improvement is required for the development of performance based design methodologies, where the seismic performance evaluation is essential.

Key words : performance based design, retaining structures, seismic performance, current seismic design methodology, critical seismic coefficient