

# 限界状態を考慮した擁壁の耐震設計法に関する試験調査

研究予算：運営費交付金（道路勘定）  
 研究期間：平 14～平 18  
 担当チーム：耐震研究グループ（振動）  
 研究担当者：杉田秀樹，高橋章浩

## 【要旨】

本研究は、大規模地震を想定した合理的な擁壁の耐震設計を確立することを目的として、地震時に擁壁に作用する外力並びに擁壁の限界状態を明らかにし、限界状態に応じた擁壁の耐震設計法を提案することを目標とした。擁壁に求められる耐震性能・限界状態を整理すると共に、新潟県中越地震の被災事例を基に既設擁壁の耐震性についてまとめた。また、擁壁の耐震性能照査法の一つとして簡易動的解析法による照査法を取り上げ、外力・抵抗の設定法を整理し、照査法として概成するとともに、内的安定についても検討した結果、現行指針の外力の設定方法でそれほど問題がないことがわかった。

キーワード：擁壁，耐震性能，簡易動的解析法

## 1. はじめに

本研究は、大規模地震を想定した合理的な擁壁の耐震設計を確立することを目的として、地震時に擁壁に作用する外力並びに擁壁の限界状態を明らかにし、限界状態に応じた擁壁の耐震設計法を提案することを目標とした。擁壁に求められる耐震性能・限界状態を整理すると共に、新潟県中越地震の被災事例を基に既設擁壁の耐震性についてまとめた。また、擁壁の耐震性能照査法の一つとして簡易動的解析法による照査法を取り上げ、外力・抵抗の設定法を整理し、照査法として概成するとともに、内的安定についても検討した。

## 2. 擁壁の耐震性能と限界状態

擁壁に求められる耐震性能は、その設置位置、重要性等により異なる<sup>1)</sup>。設置位置に着目し、切土部・盛土部に設置される擁壁に分けて考えると、下記ようになる。

切土部擁壁は、これが地震により崩壊すると、その前面に位置する道路機能に支障が出る。しかしながら、地震により擁壁に損傷が生じたとしても、その変形量や部分的崩壊が道路機能を阻害しない範囲内であれば、所定の耐震性能を満足することとなる。求める耐震性能やそれに対応する限界状態は、当該道路の路線としての重要

表-1 擁壁の耐震性能・限界状態例

耐震性能	想定される交通規制	限界状態の例	
		切土部	盛土部
円滑な道路交通を確保	交通規制なし、若しくは、ごく短時間の交通規制	路側帯を越えない程度の擁壁の変位。 軽微なクラック。	応急復旧を必要としない、若しくは、ごく短時間で応急復旧可能な程度の路面沈下を生じさせる擁壁の変位。 軽微なクラック。
一時的に道路交通は制限されるが、速やかに修復可能	一時的な交通規制・重量車規制	背後地に甚大な影響を与えない程度の擁壁の変位。 再構築が容易でない場合は、修復可能な範囲の躯体の損傷。	1m未満の路面段差を生じさせ、前面地に甚大な影響を与えない程度の擁壁の変位。 再構築が容易でない場合は、修復可能な範囲の躯体の損傷。
道路交通は制限されるが致命的とされない	長期にわたる交通規制・重量車規制や全面通行止め	—	—

度に応じて設定する必要がある。

盛土部擁壁については、その背後の道路機能と前面の土地利用状況によって、求められる耐震性能とそれに対応する限界状態は異なる。擁壁の崩壊によって、前面の土地利用者が致命的とならない場合、その背後の道路に地震後に求められる機能のみが問題となり、その路線としての重要度が擁壁の耐震性能を決定する。極端な場合、地震後の交通規制が許容され、その修復性が求められない場合は、擁壁の崩壊を許容する、言うこともあり得る。しかしながら、一般には修復性が求められることが多く、地震後に据え直しが容易に行えない場合には、修復が行いうる範囲で、ある一定の変形・損傷や部分的崩壊を許容し、それに対応する限界状態を設定することとなる。一方で、擁壁背後の道路の重要度は高くないものの、擁壁の崩壊・変形によって前面の土地利用者が致命的となる場合には、擁壁の耐震性能・限界状態は、これにより決定されることとなる。

これらを勘案して擁壁の耐震性能・限界状態例を整理したものを、表-1に示す。ある擁壁の各想定地震に対する要求耐震性能は、路線としての重要度、周辺の土地利用状況に応じて、適切に設定する必要がある。

### 3. 新潟県中越地震における擁壁の耐震性能

#### 3.1 はじめに

平成16年10月23日に発生した新潟県中越地震は、断層型地震であったことから局地的な強震動が川口町をはじめとする地区を襲い、多くの人的・物的被害を起こした。この地震では、地滑りの多発地帯であった山間部に、台風23号の通過による豪雨が地震の3日前にあり、土砂が水を多く含んでいたことから、土砂災害が多く発生したことが特徴であるといわれている。擁壁は抗土圧構造物の1つであり、今回の地震においても多くの被害を受けたと言われている。ここでは、国道17号の魚沼市(旧堀之内町)田戸付近の250KPから国道8号と合流する長岡市川崎町付近の284.5KPまでの区間(図-1)において、道路擁壁の被害状況、擁壁種別による被害傾向を調査し、今後の道路擁壁の耐震性向上目的として行った結果<sup>2)</sup>について示す。

#### 3.2 対象擁壁

本調査では、国土交通省の道路データベースであるMICHIシステムから対象区間34kmの405擁壁を抽出して調査した。対象としたこの34kmの区間は震度7を記録した川口町を含む区間であり、激震地であったといえる。調査対象を魚沼市(旧堀之内町)田戸付近の250KP

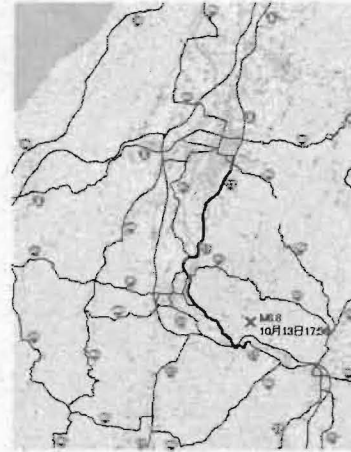


図-1 調査対象路線図

からとしているが、これより以南(東京側)においては、

表-2 調査対象擁壁

擁壁種別	擁壁全数	全体に占める率
石積み・ブロック積み擁壁	176	43.5%
井げた組擁壁	2	0.5%
重力式擁壁	84	20.7%
もたれ式擁壁	6	1.5%
片持ち梁式擁壁	101	24.9%
U型擁壁	4	1.0%
その他の擁壁	32	7.9%
合計	405	100.0%

当該路線における道路擁壁の被害がなかったことから、この地点より以北を対象地域とした。なお、調査対象区間に位置する「道の駅ちぢみの里」は側道部に設置されていることから国道17号の道路擁壁としては扱わなかった。

表-2に対象とした405基の擁壁種別を示す。同表の片持ち梁式擁壁はL型及び逆T式を1つに、またその他の擁壁は補強土擁壁等を1つにまとめている。ここでは、擁壁の規模については区別していないが、対象擁壁の多くは高さ3m以下の小規模なものが250基と全体の約60%と多く、逆に擁壁高さが8mを超える擁壁は14基のみであった。比較的施工が容易な石積み・ブロック積み擁壁が最も多く、全体の半分近くに値する43.5%を占め、続いて片持ち梁式擁壁の24.9%、重力式擁壁の20.7%と続き、補強土擁壁(テールアルメ)も1基あった。

#### 3.3 擁壁の被害状況

平成8年度の道路防災総点検結果によれば、本調査区間における擁壁には耐震設計が行われた擁壁は確認できなかった。高さ8mを超える擁壁が14基あるが、設計年



図-2 ブロック積み擁壁の被害例

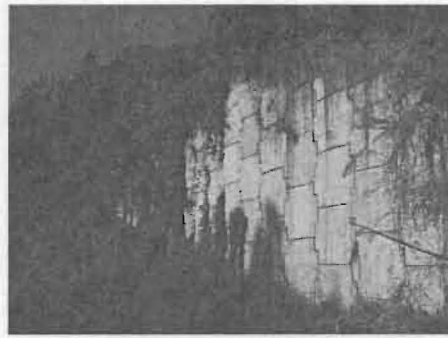


図-4 テールアルメの被害例



図-3 もたれ式擁壁の被害例



表-3 対象路線での擁壁の被害状況

擁壁種別	擁壁全数	被災擁壁数	種別毎の被災率	全擁壁に対する被災率
石積み・ブロック積み擁壁	176	19	10.8%	4.7%
井げた組擁壁	2	0	0.0%	0.0%
重力式擁壁	84	0	0.0%	0.0%
もたれ式擁壁	6	2	33.3%	0.5%
片持ち梁式擁壁	101	1	1.0%	0.2%
U型擁壁	4	0	0.0%	0.0%
その他の擁壁	32	1	3.1%	0.2%
合計	405	23	-	5.7%

次が不明であることから耐震設計が行われた否かは不明である。したがって、本調査の対象擁壁は全て耐震設計されていないものと仮定して整理することとした。また、ブロック積み擁壁の目地詰まり等外見上変形が確認できたものは被害ありとして処理した。

図-2 にブロック積み擁壁の代表的な被災事例を示す。国道17号では、斜面のすべり破壊にともなうブロック積み擁壁の崩壊やもたれ式擁壁の大幅な滑動はあったが、地震動による慣性力や背面の地震時土圧に抵抗できなくて崩壊した事例はなかった。図-2のブロック積み擁壁でも、のり面のすべりに対するブロック積みのはらみだし、縦継ぎ目でのクラックが特徴的である。図-3に斜面崩壊にともなう擁壁の被害例として川口町天納で信濃川側を併走している JR 上越線とともに崩壊したもたれ式擁壁の被害事例を示す。崩壊規模が大きいため、写真では少

しわかりにくい。ガードレール下に高さ 2.3m のもたれ式擁壁が幅約 56m にわたって崩壊している。被災区間の滑落崖には、段差礫層が露出し、急崖部には砂岩・シルト岩互層の基盤岩が約 25° の流れ盤をなして露出していた。このため、基盤岩上の未固結堆積物が、流れ盤に沿って斜面崩壊し、擁壁も土砂とともに滑動・転倒したものと考えられる。図-4に小千谷第2トンネルの坑口付近の取付盛土に設置されたテールアルメの状況を示す。側壁盤の角部にコンクリートの欠け落ちや目地の詰まりや開き、わずかな前面への傾斜が認められるが、特段の対策を必要しない軽微な被害である。なお、下段部の水田では液状化の痕跡も確認されている。

本調査では、独自の被災調査以外にも、国土交通省北陸地方整備局長岡国道事務所にも協力していただき、図4のような軽微な被害についても情報を得ることができた。

これらの被災状況をとりまとめたものが表-3である。調査対象区間は、家屋等への地震被害が比較的多く発生していた区間であるが、擁壁の軽微な被害を含めた被災率は5.7%と低いものであった。また、耐震性が低いとされている石積み・ブロック積み擁壁でも被害率は約10%と低かった。これは、石積み・ブロック積み擁壁の高さが比較的基低くかったことが原因と考えられる。石積み・ブロック積み擁壁では約40%にあたる70基が高さ3m以下であった。これと同様に擁壁種別に分けて被災率を見ると、もたれ式擁壁の被災率が33%と高いことがわかる。これには川口町天納のように、斜面崩壊にともなう被害も含まれているが、これは母数が少ないため被害率が高くなっているものと思われる。そこで、同表に全擁壁に対する被災率も併せて記載した。擁壁全数を母数とした被害率では、石積み・ブロック積み擁壁の被害率が約5%と最も高く、それ以外の擁壁では被災率が1%を超えるものはなかった。

### 3.4 まとめ

本調査ではある区間の全擁壁を対象とした被災状況を把握し、擁壁の被災率を求めた。山古志村等での大規模な斜面崩壊に擁壁等の構造物も巻き込まれていたことから、擁壁の被災率は高いものと考えられていたが、国道17号の地震動強度が大きかったと推定される区間での被災率は、比較的小さかった。これは、道路施設管理が適切に行われている直轄国道の例ではあるが、耐震設計していない擁壁であっても、常時の設計で安定性を確保していれば、地震時の安定性も確保できるとされてきた従来の経験を確認できたものである。特に、高さが5mを超える石積み・ブロック積み擁壁においても軽微な被害があったものの、完全に倒壊した事例は本調査区間ではなかった。

## 4. 簡易動的照査法

### 4.1 はじめに

岡村・松尾<sup>3)</sup>により提案されているマクロエレメント法による擁壁の地震時永久変位量予測法では、組み合わせ荷重を受ける基礎地盤の支持力特性の与え方が予測結果を大きく左右する。これまでに豊浦砂地盤での支持力実験結果<sup>たとえ4)</sup>から、解析に用いる支持力曲面の各種パラメータの値が提案されているが、地盤材料が異なる場合、そのまま適用することは出来ない。ここでは、本手法の実務への適用を考慮し、駒田・亀甲<sup>5)</sup>が提案し、道路橋示方書で採用されている直接基礎の支持力算定法<sup>6)</sup>を用いた基礎地盤の支持力曲面パラメータ簡易決定法を

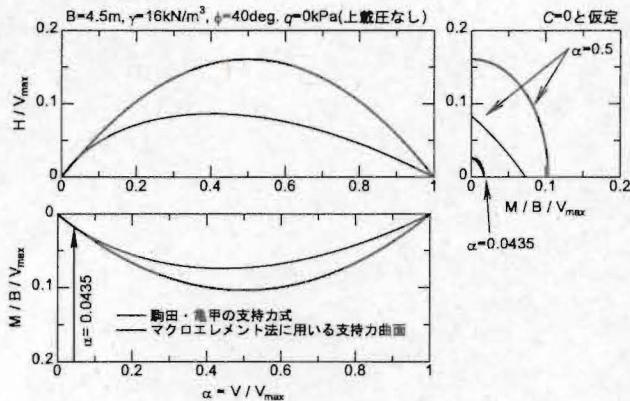


図-5 支持力曲面の例 (B=4.5m, D=0m)

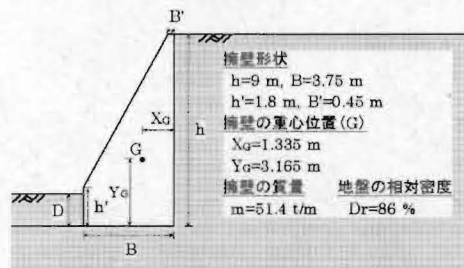


図-6 模型擁壁概要 (H12 シリーズ)

表-4 模型実験条件と支持力パラメータ

ケース	B (m)	D/B	$\psi$	$\mu$	入力地震動
H09-1	4.5	0.0	0.41	0.64	正弦波
H09-3					神戸波
H09-4					青森波
H09-6					正弦波
H12-2	0.44	0.68			
H12-5	0.2	0.50	0.88		
H12-3	0.4	0.55	0.96		

示し、既往の遠心模型実験のシミュレーションを通じてその適用性を示す<sup>7)</sup>。

### 4.2 支持力パラメータ決定法

Butterfield & Gottardi<sup>9)</sup> にならって支持力曲面を 
$$F = \left( \frac{H}{\mu V_{max}} \right)^2 + \left( \frac{M/B}{\psi V_{max}} \right)^2 - 2C \left( \frac{H}{\mu V_{max}} \right) \left( \frac{M/B}{\psi V_{max}} \right) - \left( \frac{V}{V_{max}} \right)^2 \left( 1 - \frac{V}{V_{max}} \right)^2 = 0$$
 と与えることとし (計算では降伏曲面として用いる)、簡単のため  $C=0$  と仮定する。定めるべきパラメータは  $\mu$  (水平荷重に対する抵抗パラメータ)、 $\psi$  (モーメントに対する抵抗パラメータ)、 $V_{max}$  (鉛直極限支持力) の3つであるが、これらを駒田・亀甲の支持力式で決定することを考える。本予測法では擁壁の自重等によって常時擁壁底面に作用する鉛直荷重  $V_i$  の大きさは、鉛直極限

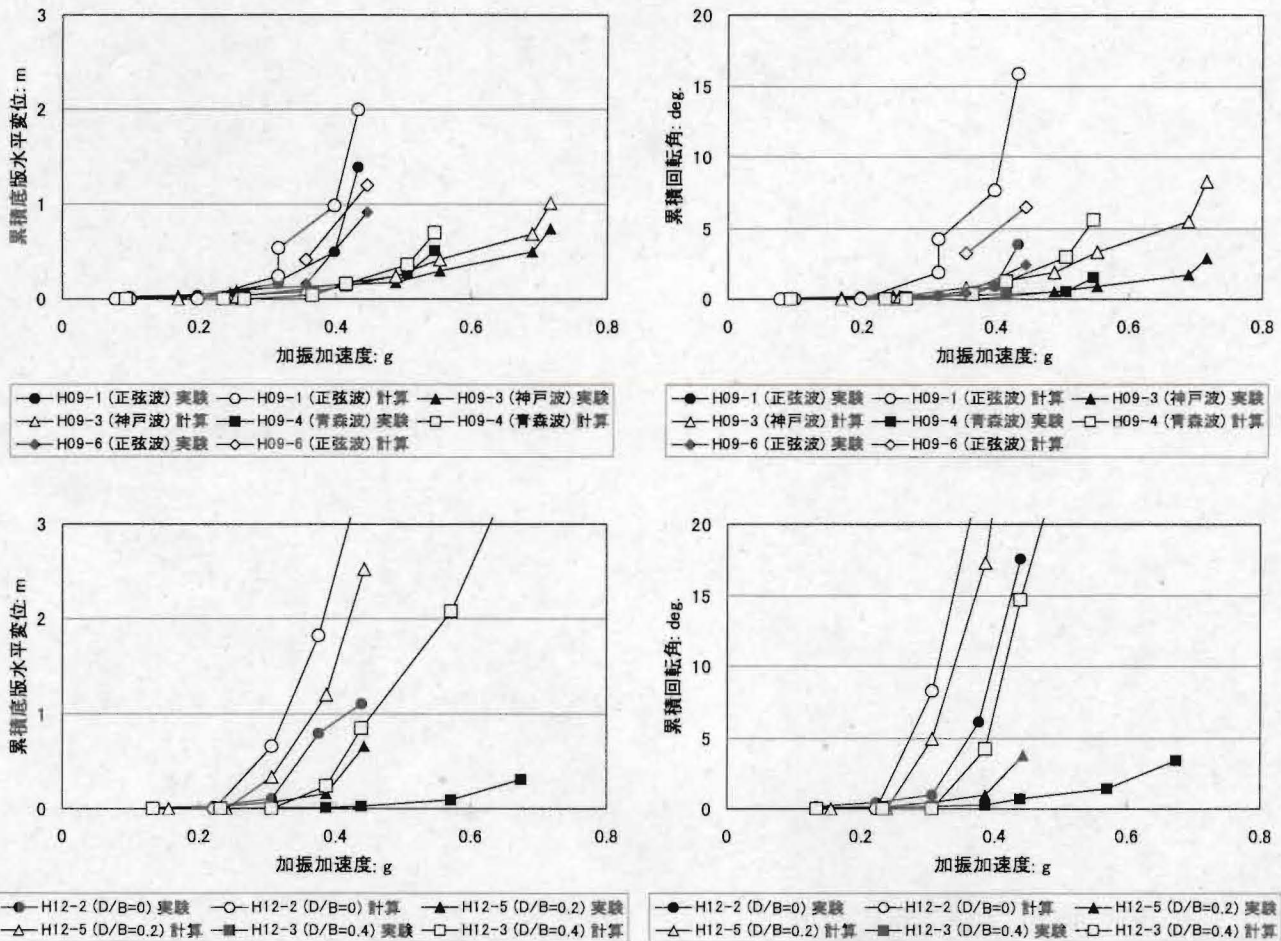


図-7 加振加速度の増加に伴う擁壁底版位置での水平変位と擁壁回転角の変化

支持力  $V_{max}$  に比べて小さく (せん断抵抗角や擁壁自重に依存するが概ね  $V_{max}$  の 3~10% 程度), その地震動による変動も小さいことから, 擁壁底面に作用する鉛直荷重が常時の値で一定のとき ( $V = V_i$ ) の, 水平支持力 ( $H_{max}, M = 0$ ) と回転支持力 ( $M_{max}, H = 0$ ) を基礎地盤のせん断抵抗角を用いて駒田・亀甲の支持力式から求め, これらを満足するように支持力曲面のパラメータ ( $\mu$  と  $\psi$ ) を決定することを提案する. この方法により定めた支持力曲面の一例を図-5 に示す. これは後述する遠心模型実験 (H09 シリーズ) のもので,  $\alpha = V_i / V_{max} = 0.0435$  で支持力曲面と駒田・亀甲の支持力式が一致するようにしてある (本報では寸法効果に関する係数は無視している).

#### 4.3 模型実験結果との比較

上記の方法によって求めた支持力パラメータ決定法の適用性を, 既往の遠心模型実験のシミュレーションを通じて示す. 対象は図-6 に示すような豊浦砂地盤上の重力式擁壁に対する遠心模型実験<sup>たとえ10)</sup>で, 実験条件を表4

に示す. 振動実験は 30g の遠心加速度場で行い, 段階的に入力地震動を大きくするステップ加振を行っている. 擁壁に作用させる土圧には, 松尾らの提案する動力学的考察に基づく地震時主働土圧<sup>11)</sup>を用いている. 砂のせん断抵抗角は, 基礎地盤の支持力算定には  $\phi = 40^\circ$  を, 地震時主働土圧算定には  $\phi_{peak} = 45^\circ, \phi_{res} = 35^\circ$  を用いた.

表1には, 計算に用いた支持力パラメータも示してある. 既往の支持力試験結果から求められたもの<sup>12)</sup>と比べると, 若干大きめの値となっているが, これは図-6 からわかるように, 支持力曲面  $F=0$  が支持力式全体とフィットするようにパラメータを決めたのではなく, 応答解析に必要な部分で一致するように設定したためである (支持力曲面  $F=0$  が  $V = V_{max}/2$  付近で支持力式より大きめになっているためである). また, 計算に用いる基礎地盤の塑性ポテンシャル曲面は,

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

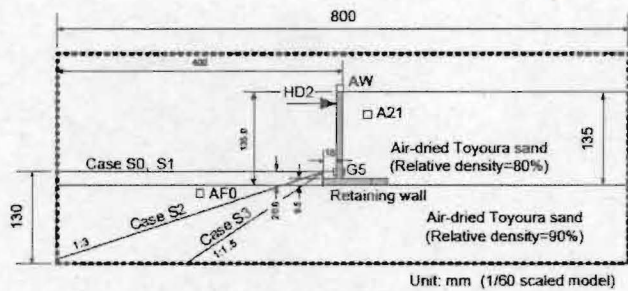


図-8 模型地盤の例

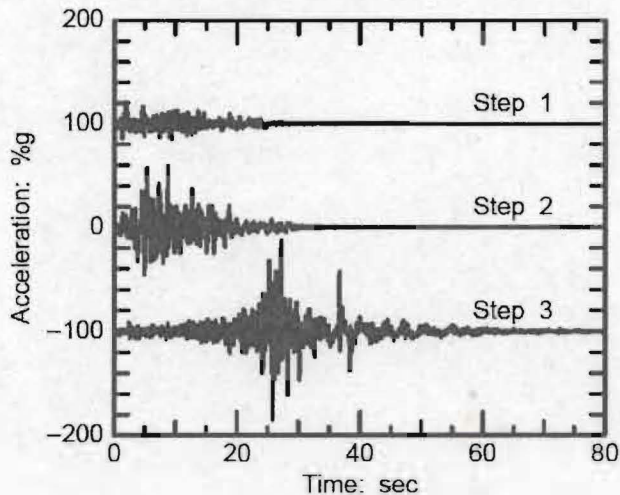


図-9 入力した地震動の時刻歴

と与えた ( $C_1=0.44$  とし,  $C_2$  は  $G=0$  のサイズ調整用パラメータ).

計算により得られた加振加速度の増加に伴う擁壁底板位置での水平変位と擁壁回転角の変化を図-7に示す. 水平変位に着目すると, 根入れがない場合 (H09 シリーズ) には, 計算によって得られた水平変位は, 実験のそれと比べて若干大きめであるものの, 実験結果を再現できているといえるが, 根入れのあるケース (H12 シリーズ) では, 計算値は実験値と比べて大きくなる結果となった. 回転角については, 根入れの有無にかかわらず, 計算結果はかなり安全側 (過大評価) となった.

このように, マクロエレメント法による擁壁の地震時永久変位予測法に用いる支持力曲面のパラメータを基礎地盤のせん断抵抗角と既存の支持力式から設定した場合, 安全側の地震時永久変位量が得られ, 十分ではないものの根入れの効果が考慮できることが確認された.

## 5. 擁壁躯体の内部安定に与える躯体慣性力の影響

### 5.1 はじめに

新潟県中越地震では, 小規模なコンクリート擁壁では

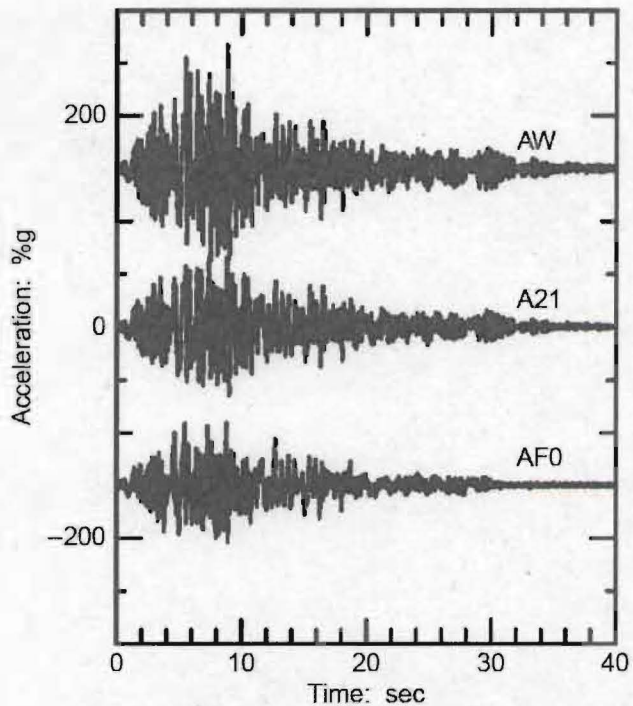


図-10 地表面, 裏込め上部, 擁壁躯体頂部の加速度時刻歴 (Case S1, Step 2)

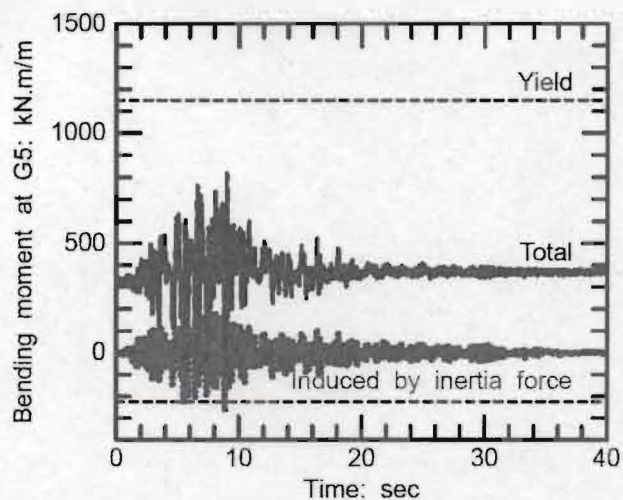


図-11 たて壁基部(G5)における全曲げモーメントとその慣性力による成分の時刻歴 (Case S1, Step 2)

あったが, たて壁が倒壊した事例があった. 耐震設計が行われるような大規模擁壁でも, 擁壁が地震時に剛体的に運動すると仮定して地震荷重を設定し, たて壁の照査が行われるため, その振動特性を考慮した場合と比べると, 擁壁の内的安定性を過大評価している可能性がある. ここでは, 逆T型コンクリート擁壁のたて壁の地震時挙動を遠心模型実験により調べた結果<sup>13)</sup>について示す.

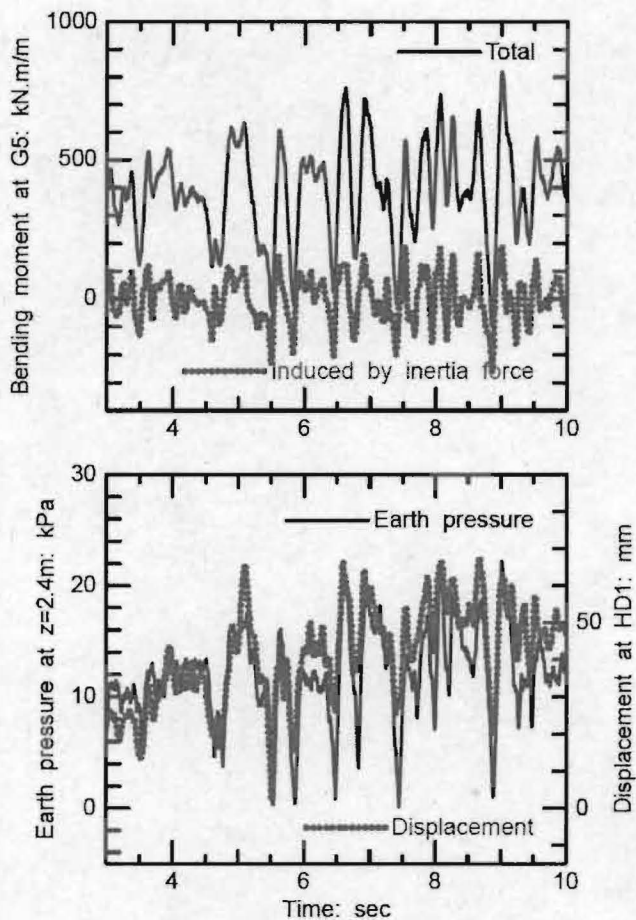


図-12 たて壁基部(G5)における曲げモーメント、深さ2.4mにおける土圧、躯体頂部水平変位の時刻歴(CaseS1, Step 2)

## 5.2 実験方法・条件

対象は、擁壁高 8.1m(根入れ 1.2m)、底版幅 4.0~5.4m の逆 T 型コンクリート擁壁である。模型擁壁はアルミ製で、国交省制定土木構造物標準設計第 2 巻(擁壁類)にある、たて壁厚 0.7m の擁壁諸元を参考にして、その曲げ剛性がひび割れ剛性とほぼ等しくなるように寸法を決定した。模型擁壁のたて壁の曲げ剛性は実物換算で  $870\text{MN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$  [ $710\text{MN}\cdot\text{m}^2/\text{m}$ ]、曲げによる固有振動数は  $7.4\text{Hz}$  [ $6.9\text{Hz}$ ] である([]内はターゲットとした実物の値)。実験では、図-8 に示すような模型地盤を乾燥豊浦砂で作成し、60g の遠心加速度場で 1 つの模型に対していくつかの地震動を加えた。裏込めの相対密度は 80% であり、基礎地盤のそれは 90% である。

与えた地震動の時刻歴を図-9 に示す。基礎地盤が堅固であることと、比較的しっかりと擁壁基礎が根入れされていたことにより、擁壁の永久変形量は大きくなく、図-9 の Step 3 入力後も、明確なすべり線が出るようなこと

はなかったことを付け加えておく。

## 5.3 実験結果

ここでは Step 2 加振時の結果を例として示す。

図-10 に擁壁前の地表面(AF0)、裏込め上部(A21)、擁壁躯体頂部(AW)の加速度時刻歴を示す(センサーの位置は図-8 参照)。裏込め上部と擁壁前の地表面の加速度の大きさを比べると、若干の増幅は見られるものの、それほど差はない。一方で、擁壁躯体頂部の加速度を見ると、その大きさは地表面の 2 倍前後となっており増幅していた。擁壁の内部安定は、躯体の自重に起因する慣性力と躯体に作用する土圧の大きさによって決まるため、躯体慣性力の影響が支配的な場合には、躯体の応答加速度が擁壁の内部安定を左右することになる。逆 T 型擁壁で問題となる内部不安定は、躯体基部の損傷であることから、これに着目した整理を行った。

図-11 にたて壁基部(G5)における全曲げモーメントとその慣性力による成分の時刻歴を示す。図には、降伏曲げモーメントを破線で示してある(前背面で鉄筋量が異なるため、前面側にたて壁が変形するときの降伏曲げモーメントの方がはるかに大きい)。この図より、たて壁基部に作用する曲げモーメントは、Step 2 においては、降伏時の曲げモーメントを大きく下回ることから、この場合、たて壁の損傷は問題とならないことがわかる。これより最大加速度が大きな Step 3 の曲げモーメントの時刻歴は、ここには示していないが、前面側にたて壁が変形するときは、応答曲げモーメントは降伏時の曲げモーメントを上回らず、背面側に変形するときも降伏曲げモーメントを超えることはほとんどなかった。

たて壁基部の全曲げモーメントに与える慣性力の影響を見ると、今回の実験では、その大きさは比較的小さいことがわかる。慣性力成分の比率は、前面側にたて壁が変形するときで、最大 20% 程度である。現行の道路土工-擁壁工指針では、たて壁慣性力と土圧算出に同じ震度を用いる。この場合、裏込め土の物性が不明なときに用いられるせん断強度の概略値( $\phi = 30^\circ$  前後)を使えば、たて壁基部の全曲げモーメントにおける慣性力による成分の比率は、同程度の擁壁を考えた場合、15-20% 程度と本実験のものと同程度であるといえるが、裏込め土の物性を詳細に調べた場合は、土圧が小さくなる(躯体慣性力の寄与率は大きくなる)ため、躯体慣性力による成分は若干過小評価になってしまう可能性がある。

図-12 に主要動時のたて壁基部(G5)における全曲げモーメントとその慣性力による成分の時刻歴と、その時にたて壁上部(上から 2.4m の深さの地点)に作用する土圧と

躯体頂部水平変位の時刻歴を示す。図より曲げモーメント、作用土圧、水平変位の位相はほぼ同じであることがわかる。このことより、擁壁の安定計算で考えている荷重の組み合わせは、それほど悪くないことがわかる。

#### 5.4 まとめ

逆T型コンクリート擁壁を対象とした動的遠心模型実験を実施し、たて壁の内部安定(たて壁基部の曲げモーメント)に与える躯体慣性力並びに土圧の影響を調べた結果、躯体頂部の加速度は裏込めのそれと比して大きいものの、躯体慣性力のたて壁基部の曲げモーメントに与える影響は、それほど小さくなく(全曲げモーメントの20%程度)、土圧による成分が支配的であることを再確認し、現行指針の外力の設定方法でそれほど問題がないことがわかった。

#### 6. まとめ

本研究は、大規模地震を想定した合理的な擁壁の耐震設計を確立することを目的として、地震時に擁壁に作用する外力並びに擁壁の限界状態を明らかにし、限界状態に応じた擁壁の耐震設計法を提案することを目標とした。擁壁に求められる耐震性能・限界状態を整理すると共に、新潟県中越地震の被災事例を基に既設擁壁の耐震性についてまとめた。また、擁壁の耐震性能照査法の一つとして簡易動的解析法による照査法を取り上げ、外力・抵抗の設定法を整理し、照査法として概成するとともに、内的安定についても検討した結果、現行指針の外力の設定方法でそれほど問題がないことがわかった。

#### 参考文献

- 1) 近藤益央, 田村敬一. 2004. 道路擁壁の性能規定型耐震設計法に関する研究, 第1回性能規定型耐震設計に関する研究発表会講演論文集.
- 2) 近藤益央, 杉田秀樹. 2005. 新潟県中越地震における道路擁

壁の被害状況について, 第40回地盤工学会研究発表会講演概要集, 2005.

- 3) M.Okamura, & O.Matsuo, 2002. A displacement prediction method for retaining walls under seismic loading. *Soils and Foundations*, Vol.42, No.1, 131-138.
- 4) 斉藤・岡村・田村. 2002. 重力式擁壁の地震時変位量—基礎地盤の支持力特性—. 土木学会第57回年次講演会概要集, III-535, 1069-1070.
- 5) 駒田・亀甲. 1966. 偏心傾斜荷重に対する極限支持力計算法, 土木研究所資料, No.226.
- 6) 前田・駒田. 2002. 直接基礎の支持力. *基礎工*, Vol.30, No.5, 34-37.
- 7) 高橋章浩, 杉田秀樹, 松尾修. 2006. 擁壁の簡易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61回年次学術講演会講演概要集, III-305, 605-606.
- 8) 高橋章浩, 杉田秀樹, 松尾修. 2006. 擁壁の簡易動的変形解析に用いる基礎の支持力係数, 第12回日本地震工学シンポジウム, 594-597.
- 9) R.Butterfield & G.Gottardi. 1994. Seismic bearing capacity of soils. *Géotechnique*, Vol.43, No.1, 181-187.
- 10) 中村・斉藤・松尾. 2001. 重力式擁壁の地震時挙動とその予測法について—動的遠心模型実験(その6)—. 土木学会第56回年次講演会概要集, III-A120, 240-241.
- 11) 松尾・斉藤・岡村. 2001. 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講演論文集, 729-732.
- 12) 斉藤・岡村・田村. 2002. 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—. 土木学会第57回年次講演会概要集, III-536, 1071-1072.
- 13) 高橋章浩, 杉田秀樹, 谷本俊輔. 2007. コンクリート擁壁のたて壁の地震時挙動に関する実験的検討, 第42回地盤工学会研究発表会講演集.