

## 研究解説

## コンクリート擁壁の耐震性判定と補強

## Evaluation of Seismic Stability of Concrete Retaining Walls and Their Reinforcement

古 関 潤 一\*

Junichi KOSEKI

## 1. はじめに

コンクリート擁壁の地震時被害は、基礎地盤が液状化した場合を除いて、事例数がこれまで極めて限られていた<sup>1)</sup>。しかしながら、1995年の兵庫県南部地震では、特に鉄道構造物において擁壁の被害が各所で生じた<sup>2,3)</sup>。また、1999年に台湾で生じた集集地震においても、擁壁構造物が多大な被害を受けた<sup>4)</sup>。ここでは、コンクリート擁壁の被災事例と関連する模型実験結果をいくつか紹介し、その耐震性判定と補強の方法について概説する。

## 2. 地震時被災事例

従来型のコンクリート擁壁は、背面の盛土から作用する土圧に対して壁体自体の自重で抵抗する重力式擁壁と、壁体の曲げ剛性で抵抗する片持ち梁式擁壁に大別できる。前者には無筋または鉄筋コンクリートが、後者には鉄筋コンクリートが用いられる。兵庫県南部地震におけるこれらの被災状況の例を図1～4a<sup>2)</sup>に示す。

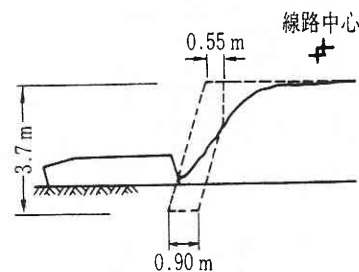
このほかの形式としては、背面土内にアンカーを打設して土圧に抵抗するアンカー式擁壁がある。また、主としてグリッド状の高分子材料製補強材（ジオテキスタイルと呼ぶ）を敷き込みながら鉛直な盛土を構築し、最後に壁面を打設する形式の補強土擁壁（図5<sup>5)</sup>および図4b参照）もコンクリート擁壁の一種として見なすことができる。

写真1は、集集地震における重力式擁壁の被災事例である。高さ約2.5mの擁壁が20度程度傾斜するとともに、前面の地盤を押し込む形で10cm程度滑動した。その結果、擁壁の天端は50cm程度前へ動いた。一方、隣接したアンカー式擁壁（写真の左側）は無被害であった。重力式擁壁の場合、地震時には擁壁の背面に作用する土圧が増加するだけでなく、壁体自体にも比較的大きな水平慣性力が作用するため、このような滑動・前傾が生じやすい。

写真2は、写真1と同じ地点にある別な重力式擁壁に生

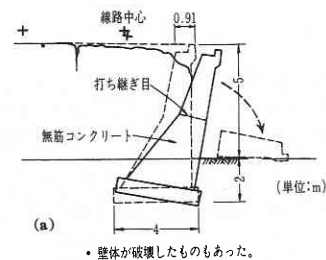
\*東京大学生産技術研究所 人間・社会大部門

じた亀裂である。水平方向の亀裂はコンクリートの打ち継ぎ目と思われる位置で生じ、また、鉛直方向の亀裂が生じた位置には最大径が30cm程度の石が見えた（日本でこのような石を用いることは通常あり得ない）。これらの境界面が弱点になったものと考えられる。



- 根入れの大きなものは躯体が折れていた。

図1 住吉地区（JR摂津本山～住吉駅間）の重力式（もたれ式）擁壁の被災断面<sup>2)</sup>



- 壁体が破壊したのもあった。

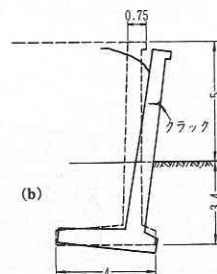


図2 石屋川地区（阪神石屋川駅付近）の被災断面<sup>2)</sup>；(a) 重力式擁壁，(b) 片持ち梁式擁壁

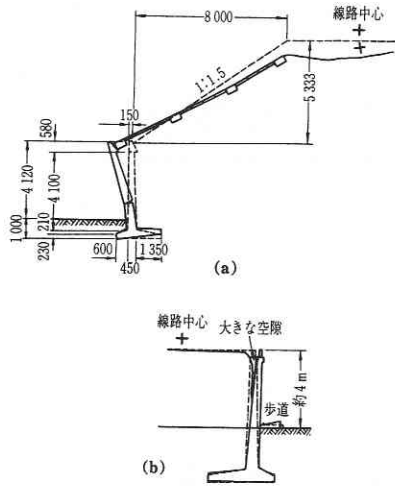


図3 新長田地区 (JR新長田駅) の被災断面<sup>2)</sup>; (a) 駅部の片持ち梁式擁壁, (b) 一般部の片持ち梁式擁壁

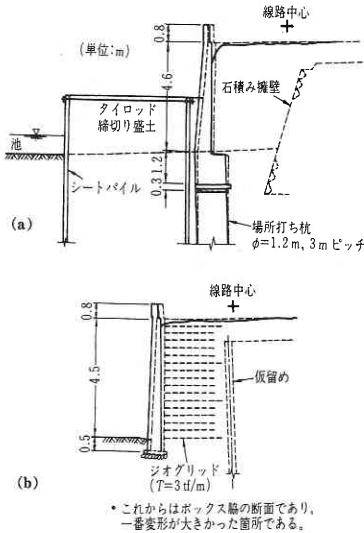


図4 タナタ地区 (JR芦屋～摂津本山駅間, 現在の甲南山手駅) の被災断面<sup>2)</sup>; (a) 杭支持片持ち梁式擁壁, (b) 剛な一体壁面工を持つジオテキスタイル補強土擁壁

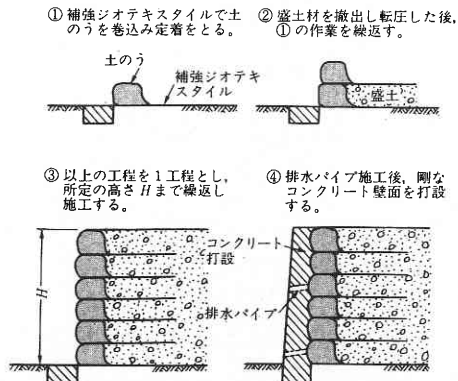


図5 剛な一体壁面工を持つジオテキスタイル補強土擁壁の施工手順<sup>5)</sup>

写真3は、さらに別な重力式擁壁の壁体下部に生じた水平方向の亀裂である。写真2の場合とは異なり、壁体に過大な曲げモーメントが作用したために、それが大きくなる下部において破壊が生じたものと考えられる。

以上の被害パターンは、擁壁全体の滑动・前傾と壁体の部分的な破壊に大別できる。写真2の鉛直亀裂を除いて、兵庫県南部地震においても同様な被害パターンが報告されている (図1～4)。

### 3. 耐震性判定

コンクリート擁壁の耐震性判定では、前述した擁壁全体の滑动・前傾 (外部安定問題と呼ぶ) と壁体の部分的な破壊 (内部安定問題と呼ぶ) が生じるか否かを照査する (図6参照)。支持地盤の条件によっては、背面盛土と支持地盤を含むすべり破壊に対する照査も必要である。

以上の照査は、通常は背面盛土と支持地盤のせん断抵抗が最大限発揮されたと仮定して、擁壁に作用する力の釣り合いが所定の安全率を満たすかどうかを判定する方法 (極



写真1 集集地震で前傾した重力式擁壁とこれに隣接する無被害のアンカー式擁壁

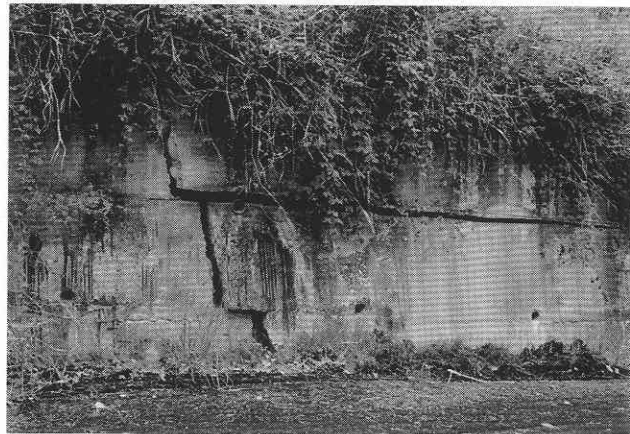


写真2 集集地震で壁体に亀裂が生じた重力式擁壁

限釣合い法と呼ぶ)により行われる。背面盛土から作用する土圧は、例えば図7に示すように背面盛土内にすべり面を仮定し、その上の土くさびに作用する力の釣合いを解くことによって求める(すべり面の角度を変化させて得られる最大の土圧を用いる)。この際にすべり面上で発揮されるせん断抵抗が、すべり変位に伴ってピーク状態から残留状態に急減する現象を考慮した方法が近年提案され<sup>6)</sup>、実務においても用いられている<sup>7)</sup>。

前述した極限釣合い法において、擁壁と背面盛土に作用する地震力の影響は、疑似静的な慣性力に置き換えて考慮する。このような取り扱いを震度法と呼び、慣性力は自重に係数(=震度)を乗じて算定する。ただし通常は鉛直方向の慣性力を無視することが多い。水平震度の値として、以前は0.2程度が用いられてきたが、兵庫県南部地震の後は、極めて稀にしか生じないが著しく大きい、いわゆるL2地震動に対する照査を行うために、0.5~1.0程度を地盤条件に応じて設定することも行われている。

一方、震度法と極限釣合い法に基づく方法では擁壁にど

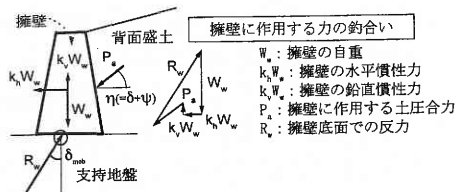
の程度の残留変位が生じるかを予測することができないため、力の釣合いが崩れた後の擁壁の動的な運動を剛体運動として評価し、残留変位を予測する方法<sup>8)</sup>も検討されている(ニューマーク法と呼ぶ、図8参照)。特に米国において、残留滑動変位を求めるために広く利用されている。さらに、より高度な手法として、擁壁と地盤の接触面における剥離・滑動を考慮した動的弾塑性解析<sup>9)</sup>も開発されている。

#### 4. 補 強

ここでは、内部安定問題(壁体自体の強度に関わる補強)は検討対象外とする。外部安定問題に対しては、以下のような方法で耐震性を高めることが考えられる(図9参照)。

##### (1) 土圧を軽減する

自重の軽い盛土材を用いる(軽量盛土工法)、盛土材を十分に締固めてせん断抵抗角を大きくする、あるいは、セメントを添加して粘着力成分を付加する、などの方法が考えられる。関連した実例として、兵庫県南部地震で被災し



**滑動に対する安定:**  
R<sub>v</sub>の傾斜角( $\delta_{sub}$ )が発揮可能な摩擦角を下回ること

**転倒に対する安定:**  
R<sub>v</sub>の作用位置(モーメントの釣合いより求める)が擁壁底面の所定の範囲内にあること

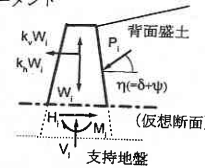
**支持力破壊に対する安定:**  
R<sub>v</sub>の鉛直成分が支持地盤の支持力(地盤の強度特性、荷重の傾斜・偏心量などより求める)を下回ること

##### a) 外部安定問題

**せん断破壊と圧縮破壊に対する安定:**  
壁体部材のせん断応力( $H_1$ より求める)と圧縮応力( $V_1$ と $M_1$ より求める)が(コンクリートの)せん断強度と圧縮強度を下回ること

**引張破壊に対する安定:**  
壁体部材の引張応力( $V_1$ と $M_1$ より求める)が(鉄筋またはコンクリートの)引張強度を下回ること

仮断断面より上部の壁体に作用する力  
W<sub>w</sub>: 壁体の自重  
k<sub>h</sub>W<sub>w</sub>: 壁体の水平慣性力(k<sub>h</sub>: 水平震度)  
k<sub>v</sub>W<sub>w</sub>: 壁体の鉛直慣性力(k<sub>v</sub>: 鉛直震度)  
P<sub>i</sub>: 壁体に作用する土圧合力  
H<sub>1</sub>, V<sub>1</sub>, M<sub>1</sub>: 壁体底面での反力およびモーメント

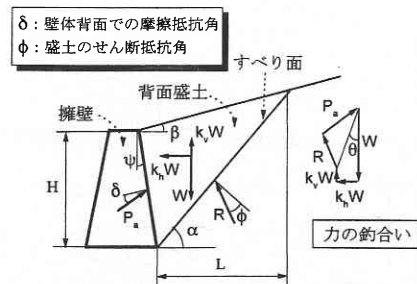


##### b) 内部安定問題

図6 擁壁の耐震性評価の方法



写真3 集集地震で壁体が曲げ破壊した重力式擁壁



**背面盛土内の土くさびに作用する力**  
W: 土くさびの自重  
k<sub>h</sub>W: 土くさびの水平慣性力(k<sub>h</sub>: 水平震度)  
k<sub>v</sub>W: 土くさびの鉛直慣性力(k<sub>v</sub>: 鉛直震度)  
R: 土くさび底面(すべり面)での反力  
P<sub>a</sub>: 擁壁からの反力(=擁壁に作用する土圧合力)

図7 すべり面を仮定した地震時土圧の算定手法

た神戸港の岸壁を復旧する際に、土圧軽減のために埋戻し土のセメント処理を行ったことが報告されている<sup>10)</sup>。

(2) 擁壁底面の幅を広げる

擁壁の背面あるいは前面にフーチングを設けて有効幅を広げ、転倒を生じにくくする方法が考えられる。ただし、既設の擁壁に対しては、施工時の安定性確保が難しく、既設フーチングと新設フーチングの連結部における強度確保も困難であるため、ほとんど行われていない。

(3) 擁壁底面での抵抗力を増加させる

杭基礎で支持する(図4a参照)、支持地盤の地盤改良を行う、底面に突起を設けて滑動を生じにくくさせる、などの方法が考えられる。支持地盤の条件が悪い地点に擁壁

を新設する場合には、片持ち梁式擁壁を杭基礎で支持する方法が、これまで多用されてきた。

(4) 擁壁底面以外でも抵抗できるようにする

アンカーを打設して壁体の上部を支持する、擁壁の根入れを深くして根入れ部前面の地盤に抵抗させる、などの方法が考えられる。集集地震では、写真1に示した事例に加えて、写真4に示すように斜面が若干滑ったために施工目地部で30cm程度の開口が生じ、背面盛土と壁体の間に50cm程度の空隙が生じてアンカーが引き抜けなかった事例も観察されており、重力式擁壁よりもアンカー式擁壁のほうがねばり強い挙動を示したと言える。また、兵庫県南部地震において若干傾斜した片持ち梁式擁壁(図3b参照)を補強するためにアンカーを追加打設した事例もある。

なお、剛な一体壁面工を持つジオテキスタイル補強土擁壁(図4b, 図5参照)は、壁体の支持方法という観点からはアンカー式擁壁と同じ補強原理とも言えるが、地震力の作用しない常時の状態では背面盛土が自立していることに加え、後述するように、補強された背面盛土内にすべり面が発生しにくくなり、さらに、壁体の変位するほど補強材に受働的に張力が発揮される効果も期待できる点が大きく異なっている。さらに、鉛直方向の敷設間隔を30cm程度として多数の補強材で支持しているために、壁体にあまり大きな断面力が発生せず、薄い壁体を使用できる点も異なっている。

図1~4に示した兵庫県南部地震での被災事例は、いずれも震度7の地域内に位置していたが、これらのうち軽微な補修のみで再使用できたのは図4a, bの2つの擁壁であった。特に、剛な一体壁面工を持つジオテキスタイル補強土擁壁は、杭基礎がないにもかかわらず、杭基礎で支持された片持ち梁式擁壁と同程度の耐震性を示した。そのため、地震後の復旧工事において擁壁を新設する場合の主たる工法として利用された。

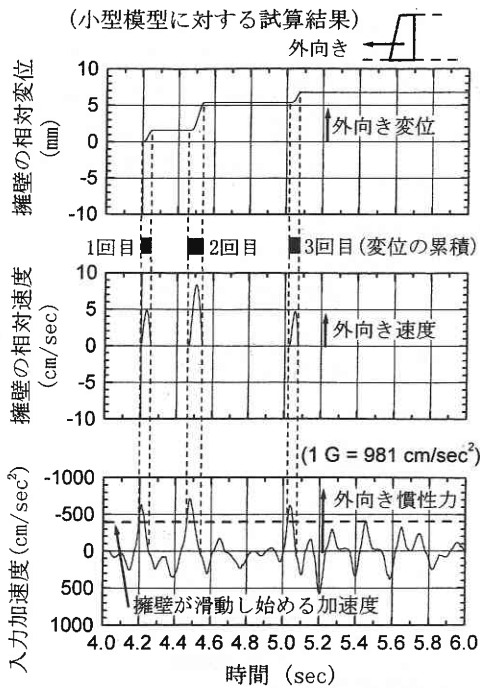


図8 ニューマーク法による擁壁の残留滑動変位の計算例

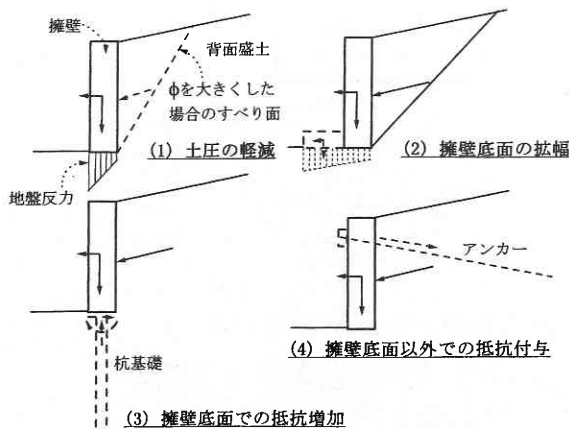


図9 擁壁の耐震性を向上させる方法

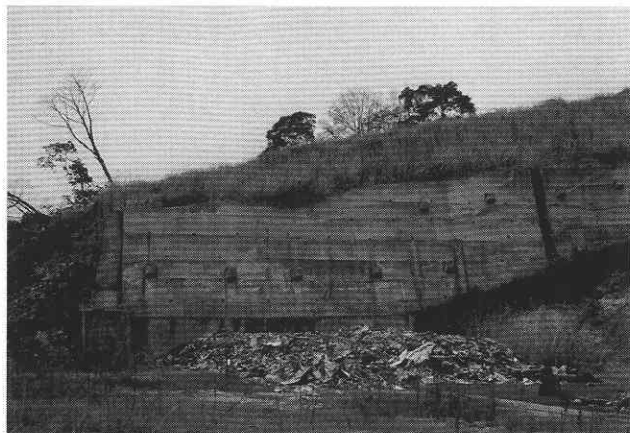


写真4 集集地震で斜面方向に全体的に変位したアンカー式擁壁

### 5. 模型実験

最後に、模型実験結果<sup>11,12)</sup>に基づいて、従来型擁壁と剛な一体壁面工を持つジオテキスタイル補強土擁壁の地震時挙動の比較を行う。

#### 5.1 実験方法

模型断面を図 10 に示す。高さ約 50 cm の計 6 種類の擁壁模型の不規則波加振実験を行った。支持層と裏込め地盤は気乾状態の豊浦砂を用いて相対密度が 90% となるように作成し、裏込め地盤には変形状況観察用に染色した砂層を等間隔に配置した。補強材は厚さ 0.1 mm、幅 3 mm のりん青銅の表面に豊浦砂を接着したものを格子状に組み合わせて用いた。

加振は水平加振とし、兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された強震記録の NS 成分を加振波形とした。ただし、卓越周波数が 5 Hz となるように時間軸を調整した (図 11 参照)。最大加速度振幅を約 100 gal ずつ増加させるステップ加振とし、擁壁模型が大きく変位した段階で加振を終了した。一部の模型では 5 Hz 20 波の正弦波加振実験も行い、既往の傾斜実験および 5 Hz 50 波の正弦波加振実験結果<sup>13)</sup>とこれらの結果を比較した。

#### 5.2 载荷条件の影響

擁壁模型上端の残留水平変位と水平震度の関係を図 12 に示す。ただし、水平震度  $k_h$  は次式により算定した。

$$\text{加振実験: } k_h = a_{\max} / g$$

$$\text{傾斜実験: } k_h = \tan \theta$$

ここに、 $a_{\max}$  は台加速度の最大値 (慣性力が裏込め地盤から擁壁方向へ作用する向き)、 $g$  は重力加速度 (= 1 G = 981 gal)、 $\theta$  は土槽全体の傾斜角である。

図 12 より、擁壁が大変位に至る水平震度は、既往の傾斜実験および正弦波加振実験よりも、今回の不規則波加振実験のほうが大きかった。これは、不規則波加振実験のほうが、大きな水平慣性力が擁壁の倒壊方向に作用する回数が少なく継続時間が短いためと考えられる。また、図 13

に示すように、裏込め地盤にすべり面が発生した際の擁壁上端変位の大きさは同じ擁壁では傾斜実験の場合が最も小さくなっており、加振実験ではすべり面が生じにくかったことも上記の挙動の違いに関連していると考えられる。

#### 5.3 擁壁の形式による挙動の違い

補強土擁壁模型タイプ 2 の不規則波加振時のすべり面発生状況を図 14 に示す。この例では  $a_{\max} = 997$  gal の加振ステップで裏込め地盤内に 2 本のすべり面がほぼ同時に発生した。そのうちの一つは長さ 45 cm の補強材の先端をかすめるように生じたが、最上部の長さ 80 cm の補強材によって表層への到達が抑制された。そのために長さ 80 cm の補強材をかすめるようにもう一つのすべり面が生じたものと考えられる。これらより、補強材のある領域ではすべり面の発生が抑制されることがわかる。また、補強材のない領域でのすべり面も、従来型擁壁 (重力式、もたれ式、片持ち梁式) よりも大きな擁壁上端変位において発生した (図 13 参照)。

図 12 によれば、特に不規則波加振実験において、従来型擁壁模型では、一旦変位し始めると急速に変位が進行したのに対し、補強土擁壁模型では変位は急速には進行せず、粘り (靱性) を示した。このような挙動の違いは、抵抗力

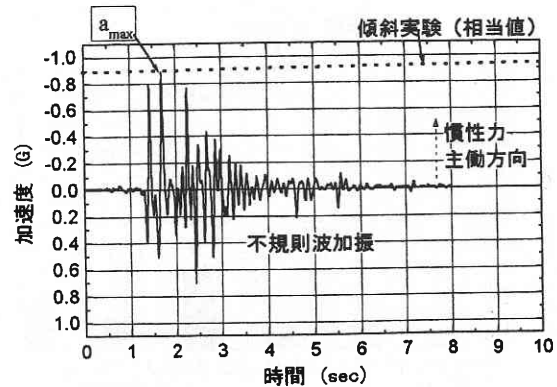


図 11 不規則波加振波形<sup>11)</sup>

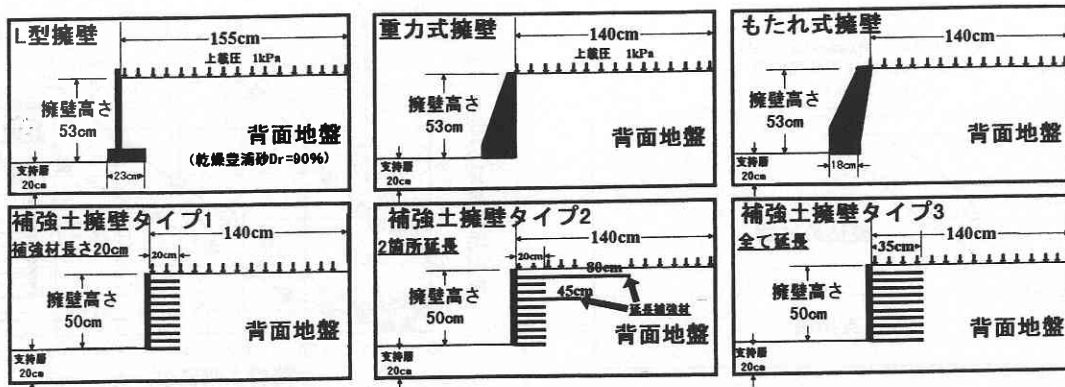


図 10 擁壁模型の断面図<sup>11)</sup>

の発現特性の違いに起因するものと考えられる。図 15 に示すように、従来型擁壁模型では、擁壁底版つま先部分に応力集中が生じ、この部分が支持力破壊すると急速に変位が進行した。一方、補強土擁壁模型では、図 16 に示すように擁壁が変位しても補強材張力が有効に抵抗するため、

変位が進行しにくかった。「盛土の変形に伴って補強材の張力が受動的に発揮される」補強土擁壁の特徴が有効に機能したと考えられる。これらの挙動は、前述した兵庫県南部地震での実事例における挙動の違いとも定性的に対応する。

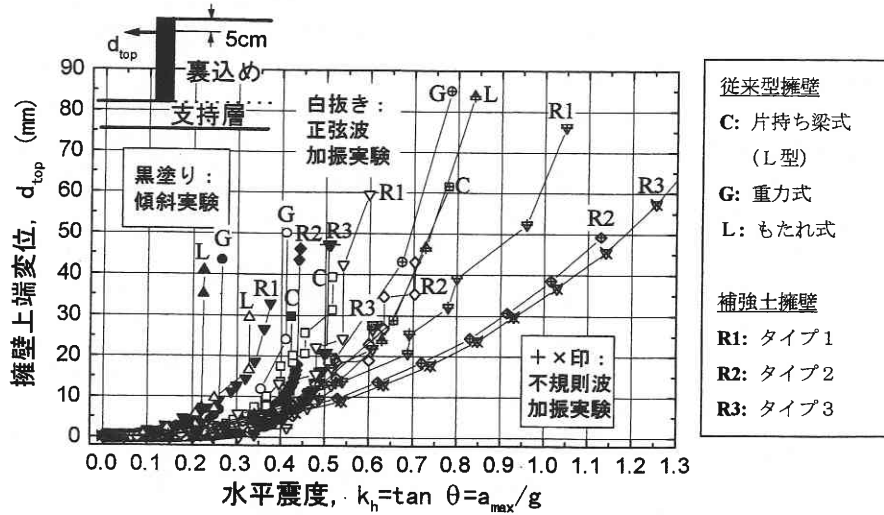


図 12 水平震度と擁壁模型上端の残留水平変位の関係<sup>11)</sup>

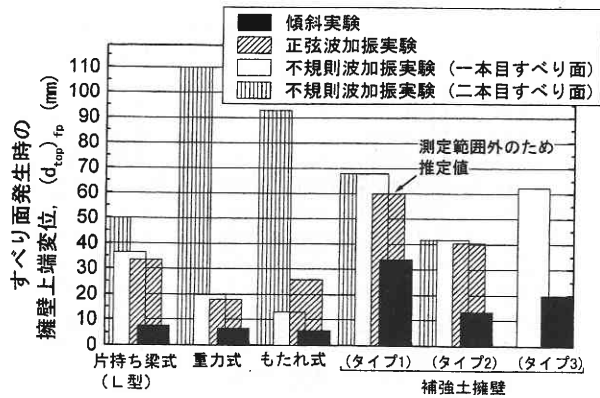


図 13 すべり面が生じた際の擁壁模型上端変位の比較<sup>11)</sup>

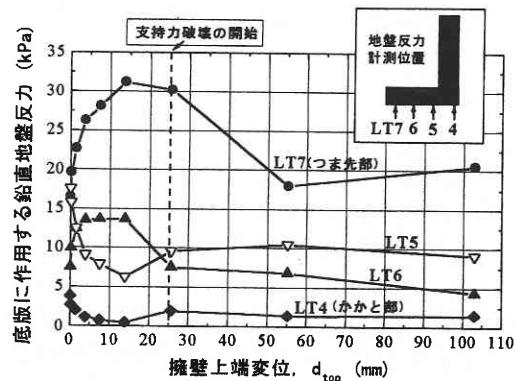


図 15 重力式擁壁模型の地盤反力の変化 (不規則波加振時)<sup>12)</sup>

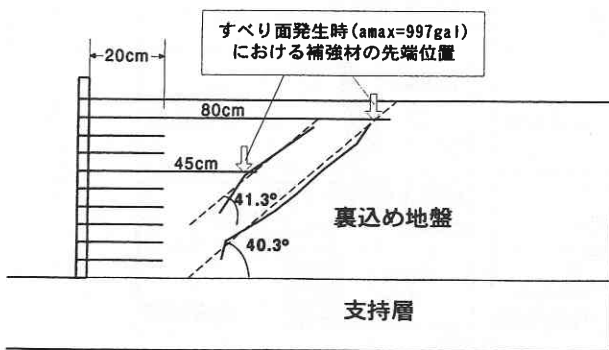


図 14 補強土擁壁模型 (タイプ2) に生じたすべり面<sup>12)</sup>

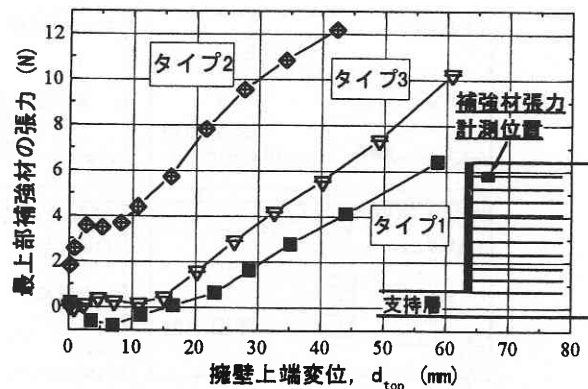


図 16 補強土擁壁模型の補強材張力の変化 (不規則波加振時)<sup>12)</sup>

なお、図 12 に基づいて 3 種類の補強土擁壁の耐震性を比較すると、補強材の長さが一律 20 cm のタイプ 1 よりも、最上部と中央高さ付近の各 1 層をそれぞれ 80, 45 cm に延長したタイプ 2 と一律 35 cm に延長したタイプ 3 のほうが耐震性が高かった。特に、タイプ 2 は補強材の総延長がタイプ 3 の 80% 程度であるにもかかわらず同程度の耐震性を示したことから、上部にある補強材の一部を延長することによって耐震性が効率的に高まることがわかる。

## 6. おわりに

5 で述べた模型実験における破壊状況の例を写真 5, 6 に示す。模型実験では、このように地盤の内部でどのような変形が生じているか、また、地盤がどのように応答しているか、地盤から擁壁模型にどのような土圧が作用しているかなどを明らかにすることができる。

例えば、写真 5 に示すようなすべり面の発生状況に基づいて、前述した新しい土圧算定手法<sup>6)</sup>が提案された。一方、写真 6 に見られる補強領域のせん断変形は、従来の設計手法では考慮されていない破壊モードであり、これを合



写真 5 重力式擁壁模型の破壊状況 (不規則波加振時)<sup>12)</sup>

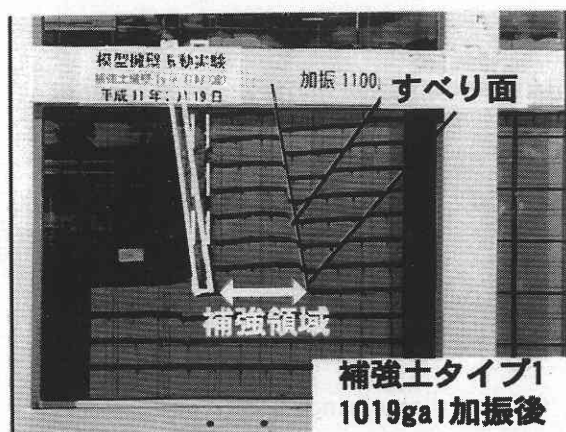


写真 6 補強土擁壁模型 (タイプ 1) の破壊状況 (不規則波加振時)<sup>12)</sup>

理的に考慮できる補強土擁壁の耐震設計法を今後確立する必要性が指摘されている。

しかしながら、模型実験にはモデル化の限界<sup>14)</sup>があり、実際の挙動を必ずしも正確には再現できない点に留意する必要がある。この点を補完する意味で、2 で述べた実際の被災事例を分析することは、情報が限られてはいるものの、極めて重要な意義を持つ。一方で、これらの挙動を定量的に十分な精度でシミュレーションできる解析手法は未だ確立されていない。今後、より合理的な耐震性判定手法と、より効果的・効率的な補強方法を実用化するうえでは、以上のアプローチを含む多角的な検討が必要とされている。

(2000年9月18日受理)

## 参考文献

- 1) 地盤工学会編：地盤工学ハンドブック，p.661, 1999.
- 2) 館山勝，龍岡文夫，古関潤一：阪神・淡路大震災における土構造物の挙動，土と基礎，Vol.44, No.2, pp.10-13, 1996.
- 3) 古関潤一，龍岡文夫：阪神・淡路大震災における擁壁の挙動について，生産研究，47 卷 11 号，pp.532-535, 1995.
- 4) Koseki, J. and Hayano, K.: Preliminary report on damage to retaining walls caused by the 1999 Chi-Chi earthquake, Bulletin of ERS, No. 33, pp. 23-34, 2000.
- 5) 地盤工学会編：補強土入門，p.63, 1999.
- 6) 古関潤一，龍岡文夫，堀井克己，館山勝，小島謙一，Munaf, Y.: 大きな地震荷重下において擁壁および補強土壁に作用する地震時主働土圧の評価法，第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.1563-1568, 1998.
- 7) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説一耐震設計，pp.87-90, 1999.
- 8) Richards, R. Jr. and Elms, D. G.: Seismic behavior of gravity retaining walls, J. of Geotech. Engrg., ASCE, Vol.105, No.4, pp.449-469, 1979.
- 9) 河西寛，福田尚晃，松井保，長山善則，庄健介：抗土圧構造物の地震時挙動と被害メカニズム，第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.1569-1574, 1998.
- 10) 輪湖建雄，及川研，松永康男，成瀬英治：1995 年兵庫県南部地震による神戸港の被害とその復旧工法，土と基礎，Vol.44, No.3, pp.59-63, 1996.
- 11) 渡辺健治，Munaf, Y., 古関潤一，館山勝，小島謙一：補強土擁壁の地震時安定性に関する傾斜・振動台実験，ジオシンセティックス論文集，第 14 巻，pp.110-119, IGS 日本支部，1999.
- 12) 渡辺健治，古関潤一，館山勝，小島謙一：補強土擁壁の地震時安定性に関する傾斜・振動台実験 (その 2)，ジオシンセティックス論文集，第 15 巻，IGS 日本支部，2000 (投稿中).
- 13) 古関潤一，ユールマン ムナフ，龍岡文夫，館山勝，小島謙一，佐藤剛司：土留め構造物の地震時挙動に関する模型実験 (その 2)，生産研究，49 卷 11 号，1997.
- 14) 古関潤一，龍岡文夫：地盤工学における遠心載荷実験，生産研究，47 卷 9 号，1995.