

擁壁の性能規定型耐震設計法に関する研究

独立行政法人土木研究所耐震研究グループ 主任研究員 近藤益央

1. はじめに

土工構造物の1つである道路擁壁は、道路土工一擁壁工指針¹⁾に基づいて設計されており、現在の設計は安定性を照査する設計体系となっている。しかし、国際的にも性能規定型設計への移行が指向されている中、道路土工指針についても性能規定型耐震設計法への改訂が検討されているところである。

道路擁壁の目的は、背面の土砂の崩壊を防ぎ、外力及び擁壁自重を安全に地盤に伝え、道路の所定の機能を確保することである。現行設計法では切土部に設置される道路擁壁であっても盛土部に設置される道路擁壁であっても同じ安全率を満足することが求められているが、切土部と盛土部では要求される性能水準が異なることも考えられる。例えば、切土部擁壁における道路交通に支障がある変形とは、擁壁の前面への大幅な滑動や擁壁本体の傾斜やクラック等による耐力の低下である。これに対して盛土部擁壁における道路交通に支障がある変形とは、道路面の大きな沈下・陥没が生じるような滑動や擁壁本体の傾斜となる。このため、切土部と盛土部では、要求性能を満足するための許容変位量が異なり、性能規定型設計法を導入することにより擁壁に求められる性能を明確に、その性能を満足する擁壁を設計することにより、経済的でありながら安全性を確保した構造物を建設することが可能となる。

本研究では、道路擁壁として求められる要求性能を試行的に示し、性能規定型耐震設計法で必要となる地震残留変位量の解析手法を開発するとともに、遠心力載荷振動実験結果と計算結果の整合性を検討した。さらに、地震残留変位量に基づく性能規定型耐震設計法を取り入れた場合と従来設計法とを比較した結果についても紹介する。

2. 道路擁壁に求められる耐震性能

現在の道路土工一擁壁工指針では、擁壁の滑動・転倒・支持力のそれぞれに対して所定の安定性を満足しているか否かを判定している。したがって、現行の設計体系では要求性

表-1 道路擁壁で考えられる要求性能と地震時損傷度の例

要求性能	想定される交通規制等	地震時損傷度		地震後対応（復旧方法等）	
		切土部	盛土部	切土部	盛土部
円滑な道路交通を確保	<ul style="list-style-type: none"> 交通規制なし 	<ul style="list-style-type: none"> 路側帯を越えない数cm程度の擁壁の変位 軽微なクラック 	<ul style="list-style-type: none"> 数cm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 	<ul style="list-style-type: none"> アースアンカー等による補強 クラックへの樹脂注入等 	<ul style="list-style-type: none"> 路面段差の修復 クラックへの樹脂注入等
道路の交通は一時的に限定されるが、速やかに修復可能	<ul style="list-style-type: none"> 一時的な車線規制 一時的な重量車規制 	<ul style="list-style-type: none"> 補修が可能なクラック等の損傷 路側帯を越える10cm以上の擁壁の変位 	<ul style="list-style-type: none"> 数cmから1m未満の路面沈下を生じさせる擁壁の変位 補修が可能なクラック等の損傷 	<ul style="list-style-type: none"> アースアンカー等による補強 クラックへの樹脂注入等 	<ul style="list-style-type: none"> アースアンカー等による補強 クラックへの樹脂注入等
道路の交通は規制されるが、大規模な崩壊の防止	<ul style="list-style-type: none"> 長期間にわたる車線規制 長期間にわたる重量車規制 全面通行止め 	<ul style="list-style-type: none"> 常時においても不安定となる擁壁の傾斜 擁壁の崩壊が危惧されるクラック等の損傷 	<ul style="list-style-type: none"> 1m以上の路面沈下を生じさせる擁壁の変位 擁壁の崩壊が危惧されるクラック等の損傷 	<ul style="list-style-type: none"> アースアンカー等による補強 クラックへの樹脂注入等 	<ul style="list-style-type: none"> アースアンカー等による補強 クラックへの樹脂注入等
道路利用者や周辺住民に重大な損害を与えない	<ul style="list-style-type: none"> 全面通行止め 	<ul style="list-style-type: none"> 隣接地との境界線を越えない範囲の背面土のすべり 擁壁の崩壊 	<ul style="list-style-type: none"> 隣接地との境界線を越えない範囲の変位 擁壁の崩壊 	<ul style="list-style-type: none"> 再構築 	<ul style="list-style-type: none"> 再構築

能異なる切土部と盛土部ともに同じ安全率を満足する必要がある。また、安全率が1.0を下回ったときに擁壁が変位するものとすれば、現行設計法では地震時においても1.2以上の安全率を必要とすることから、擁壁の変位を許容しないことになり、必ずしも合理的な設計とは言えない。

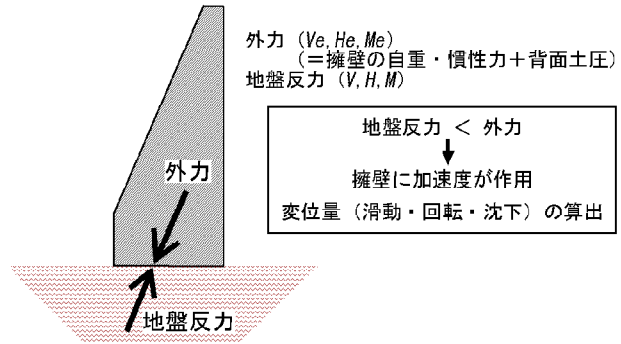


図-1 擁壁の地震時変位推定法の概要

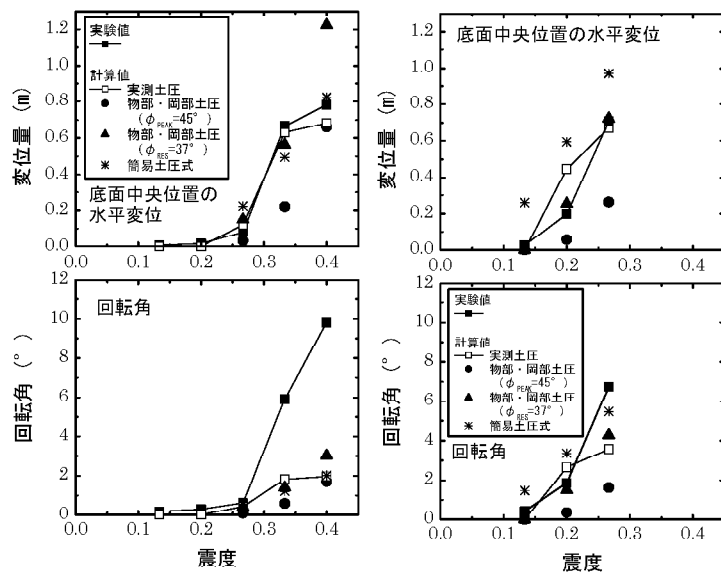
擁壁の滑動や回転を含む擁壁の地震

時損傷と要求性能の考え方の1つとしてまとめたものが表-1である。道路擁壁の要求性能は擁壁本体の損傷をどの程度まで許容するかという点のみならず、擁壁躯体が損傷を受けていない状態での滑動量や傾斜角についても検討する必要がある。現行の道路土工—擁壁工指針においても安定性照査と擁壁の応力度照査を行っているのと基本的には同じ流れであるが、現行指針では擁壁躯体は降伏応力以内であり、安定性も所定の安全率を満足することから滑動等の変位を考慮していない。これに対して性能規定型耐震設計法では、擁壁躯体の損傷や滑動等の変位をどの程度許容するかが重要になる。擁壁に軽微なクラックが発生しても、地震直後の道路交通にあたる影響は小さいものと考えられる。したがって、どの程度の損傷が擁壁躯体に生じるのか、道路路面に段差が発生すると道路交通に影響を及ぼすのかにより、擁壁に許容される損傷度や変形量が決まる。

3. 擁壁の地震残留変位算出法

地震時の擁壁に作用する外力は、自重に対して地震力が作用して発生する慣性力と背面土が土塊として作用する地震時土圧である。この合力が擁壁底面と基礎地盤の摩擦や根入れによる前面土圧等の抵抗力を上回った場合には擁壁の変位が発生し、その変位が随時蓄積される。

擁壁の地震時変位としては、滑動・回転・沈下の3つの要素がある。図-1のように擁壁に作用する外力 (=擁壁の慣性力+背面土圧合力) が地盤反力よりも大きければ、これらの力の差によって擁壁は加速度運動し、その運動は鉛直、水平、回転に関する擁壁の運動方程式によって変位が求められる。



(a) 擁壁高さ9m、底盤幅3.75m (b) 擁壁高さ9m、底盤幅3.0m

図-2 実測変位と計算による変位量との比較

高さ 9m の擁壁に対する遠心力載荷模型実験での実測変位と地震残留変位算出法による計算結果との比較を行った。なお、慣性力は振動台の応答加速度を用いた。実験結果と計算結果を振動レベルと変位量の関係で比較したのが図-2 である。擁壁に作用する主動土圧は、擁壁が滑動するまでは物部・岡部式で求められるが、滑動後に擁壁に作用する土

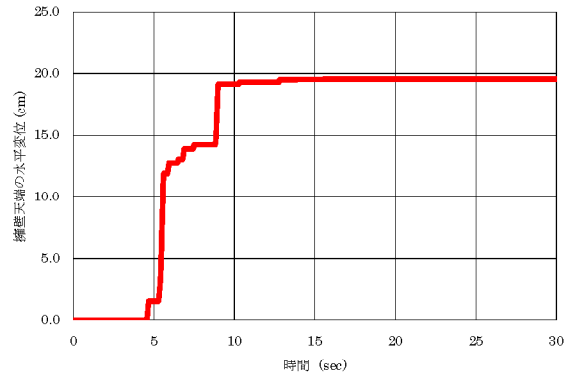


図-3 解析による擁壁の水平変位

圧はほぼ一定値になることが実験結果から報告³⁾されている。これは、従来の算出土圧は静止する擁壁背面に作用する土圧であり、擁壁が滑動することを許容する場合には滑動する直前の土圧が最大値として設計することが合理的である。図-2 に示したとおり、実測土圧を用いて計算した擁壁底面中央の水平変位は、いずれのケースでも変位が生じ始める加振加速度、変位量の大きさともにおおよそ合っていることがわかる。この変位計算法は、外力を正確に与えることができれば、擁壁の変位挙動を妥当に評価できるといえる。

4. 性能規定型耐震設計法による試設計

擁壁の耐震設計で許容する地震残留変位については様々な考え方があるが、本検討では擁壁天端の水平変位が擁壁高さの3%以内とした。これは、過去に実施した遠心力模型実験で擁壁天端の水平変位が3%を超えると、その後の変形が加速度的に増加することがわかっており、擁壁の崩壊が危惧される変位量として設定したものである。これは、表-1 でもっとも損傷が大きく、地震後には擁壁の再構築が必要となる損傷に該当する。

擁壁が滑動する限界震度は、解析により加速度を徐々に増加させ擁壁底面における累積水平変位が5mmを超えたときを限界震度とした。これは、一般的に実擁壁では数mm以上の変位が発生しないと擁壁の変形を確認できないことを考慮したものである。また、本検討では遠心模型実験から得られている根入れ効果を考慮し、道路橋示方書の動的解析に用いる標準波形のうち、タイプIIの地震動である神戸海洋気象台EW成分の地震波⁴⁾を用いて検討を行った。擁壁高さ8.0m、天端1.0m、底盤幅4.1mの重力式擁壁の擁壁天端における水平変位を図-3に示す。同図に示した擁壁天端における地震残留変位は19.56cmであり、擁壁高さの3%である許容残留変位24cmを満足している。本擁壁では、擁壁底盤部において1.56mmの沈下と、18.5cmの水平変位が残留変位として発生した。擁壁の回転は

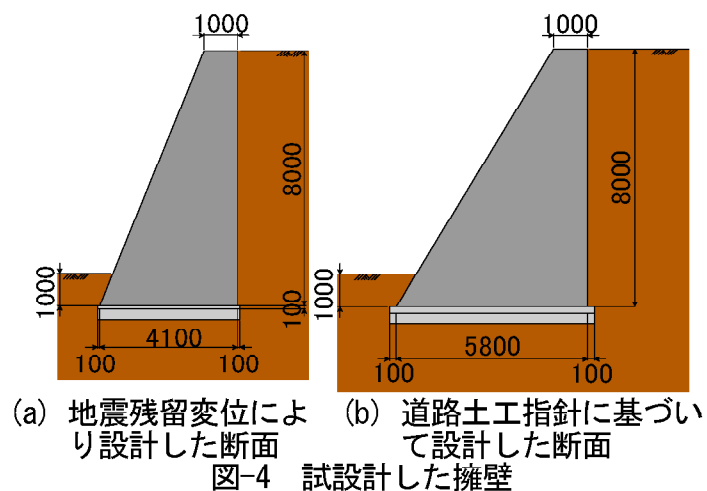


図-4 試設計した擁壁

0.01radであったので、擁壁天端における地震残留変位は、擁壁底盤部における水平変位18.5cmと擁壁の回転にともない発生した変位1.06cmの合計となる。本検討擁壁の場合には、地震残留変位のうち、約95%が擁壁の滑動により発生した変位となっている。なお、道路橋示方書の動的解析に用いる標準波形のタイプIの地震動である開北橋LG成分の地震波⁴⁾を用いても計算を行ったが、地震残留変位は発生しなかった。

次に、擁壁高さを8.0mとして本手法に基づいて設計した断面と道路土工—擁壁工指針に基づいて大規模地震対応で設計した例を図-4に示す。擁壁高さが5.0mを超える重力式擁壁は経済的には不利で、一般的には擁壁高さ8.0mの場合には、もたれ式擁壁や逆T型擁壁が選定される。現行設計法で設計した図-4(b)では底盤幅が5.8mとなり、本手法で設計した底盤幅より40%以上大きい。この結果は、擁壁に求められる地震後の性能を地震残留変位により規定し、それを満足する設計法を適用すれば、より合理的な設計が可能であることを示している。本設計断面を基に概略の工事費を計算すると、地震残留変位により設計した図-4(a)は、従来の擁壁と比べて約20%のコスト縮減につながり、現行設計法により基づいて設計した逆T型擁壁と概ね同等の建設コストとなった。

5. まとめ

道路橋脚のように躯体が損傷した場合に、その修復が比較的容易な構造物については躯体への損傷を許容することができるが、擁壁等の抗土圧構造物の場合には躯体が過度に損傷した場合にはその修復が困難であり、クラック等の軽微な損傷に限定する必要がある。また、躯体が損傷しないで滑動等により地震残留変位を生じた場合にも、地震前の位置に戻すことは困難である。そのため、擁壁の性能規定型耐震設計では、擁壁の地震残留変位を精度良く、かつ簡便に求めることが重要である。

本研究では、地震後に求められる擁壁の性能を地震残留変位で規定し、その設計方法の基本的な流れを検討した。その結果、地震残留変位に基づいて耐震設計を行うことにより擁壁の合理的な設計が可能であることがわかった。

今後は、様々な形式の擁壁に対して適応可能な手法とすることが課題として残されている。さらに許容残留変位の設定法についても検討を行うことが必要であるが、地震残留変位を簡易に求めることができ、擁壁の性能規定型耐震設計が可能であることが明らかとなった。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路土工—擁壁工指針、1999年3月
- 2) Georgiadis, M. and Butterfield, R.: Displacements of footings on sand under eccentric and inclined loads, Can. Geotech. J., 25, pp.199-212, 1988.
- 3) 松尾修、斉藤由紀子、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年8月
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、2002年3月