

### 832 裏込め土中におけるひずみの局所化の影響を考慮した補強土擁壁の地震時安定計算法

(株)複合技術研究所 正会員 ○ 堀井 克己  
 東京大学工学部 正会員 龍岡 文夫  
 (財)鉄道総合技術研究所 正会員 館山 勝  
 東京大学生産技術研究所 正会員 古関 潤一

#### 1. はじめに

現行の剛な壁面を有する補強土擁壁の安定計算法<sup>1)</sup>は、壁背面に2つの土楔(図1に示すF,Bブロック、以下、2楔と称する)からなる破壊形態を仮定して極限平衡法により土圧を算定し転倒および滑動に対する安全率を算定する方法である。地震時の影響は地震慣性力を疑似静的に作用させるという震度法で考慮される。しかしながら、大規模地震動に対して安定計算を行うと、背面の破壊領域が実際とはかなりかけ離れた範囲に及び、補強材を広い範囲まで敷設しなければならないという問題が発生する。

このような限界に対して、裏込め土中において歪の局所化によりすべり面が生じると、その上で発揮され得るせん断抵抗がピーク強度から残留強度に急減することの影響を考慮した地震時主働土圧の評価法が、古関ら<sup>2)</sup>により提案されている。ここでは、この方法を補強土擁壁の安定計算法に適用し、現行法と比較した。

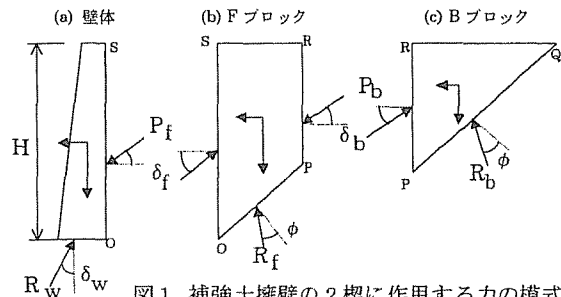


図1 補強土擁壁の2楔に作用する力の模式図

#### 2. ひずみの局所化の影響を考慮した補強土擁壁の地震時安定計算法

補強土擁壁の地震時安定計算法において、ひずみの局所化の影響を考慮する方法(以下、新土圧法と称する)は、次のとおりである(図1)。<sup>①</sup>すべり面が初めて生じる1次主働破壊を規定する水平震度 $k_{b,cr}$ を設定する。<sup>②</sup>2楔すべり面の交点Pの位置を仮定する。<sup>③</sup>補強領域背面のBブロックについて、力のつりあい条件より土圧合力を算定し、すべり面の角度を変えた計算よりF・Bブロック間に作用する最大土圧合力 $P_{b,max}$ を求める。<sup>④</sup>壁背面の補強領域のFブロックについて、力のつりあい条件より壁体に作用する土圧合力 $P_f$ を算定する。<sup>⑤</sup>補強材の抵抗力などを算定し、転倒あるいは滑動に対する安全率を算定する。P点の位置を変化させて<sup>②</sup>~<sup>⑤</sup>の計算を繰り返し、最小安全率を求める。ただし、このすべり面探索過程ではすべり面上で発揮され得るせん断抵抗として $\phi_{peak}$ (ピーク状態の内部摩擦角)を用いる。かくして、 $k_{b,cr}$ で初めて生じるすべり面が決定される。最後に、<sup>⑥</sup>そのすべり面に対して、設計震度 $k_b$ と $\phi_{res}$ (残留状態の内部摩擦角)を用いて前記と同じ方法で2楔の土圧計算を行い、安全率を求める。

なお、ひずみの局所化の影響を考慮せずに $\phi_{peak}$ を用いて現行法により計算した安全率の方がこれよりも小さい場合には、2次主働破壊が生じて別な位置に新たなすべり面が発生することになる。そのすべり面に対応する水平震度は、両者の安全率が一致する点より決めて、この新たなすべり面に対して、再度<sup>⑥</sup>の計算を行うことになる。

#### 3. 新土圧法と現行法の比較

新土圧法と現行法の違いを把握するために比較計算を行った。計算に用いた断面を図2に示す。壁高は5.1m、補強材長は2.5m、敷設鉛直間隔は0.3mとし、1.5m間隔で長補強材を敷設した。補強材の引張り強度は3tf/mとした。裏込め土の単位体積重量は1.8tf/m<sup>3</sup>とし、内部摩擦角 $\phi$ およびブロック間の摩擦角 $\delta$ は図3に示すように設定した。この計算では、PQ面の角度は0.1度刻みとし、P点の移動は0.01mピッチとした。2次以降の主働破壊で新たなすべり面が形成される水平震度は、Bブロックの土圧係数が $\phi_{peak}$ で定まる単楔の土圧係数(ただし、F・Bブロック間にはすでに鉛直すべり面が形成されているので $\delta_b=30^\circ$ とした)に一致する点で求めた(図6中の"□"印)。また、この安定計算では、転倒モードと滑動モードが独立に起こるとして別個

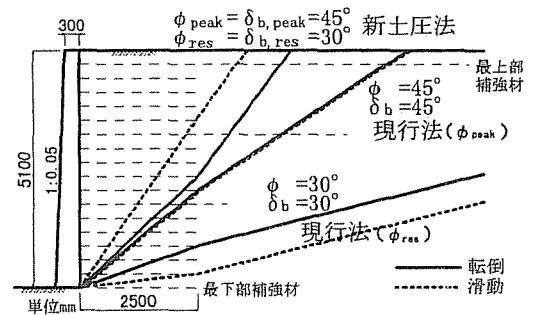


図2 安定計算断面とすべり面(現行法と新土圧法の比較)

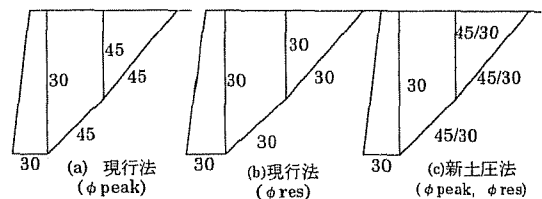


図3 すべり面の $\phi$ 、 $\delta$

Procedure to Analyze Seismic Stability for Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Wall Considering Effects of Strain Localization in Backfill : K. Horii (Integrated Geotechnology Institute), F. Tatsuoka (Dept. of Civil Eng., Univ. of Tokyo), M. Tateyama (Railway Technical Research Institute) and J. Koseki (Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo)

に計算を行った。1次主働破壊すべり面は既に中小規模の地震動の履歴を受けたものとして  $k_{h,cr} = 0.2$  のすべり面で与えられるとした。図4は転倒および滑動に関する安全率と  $k_h$  の関係である。新土圧法による安全率は現行法で  $\phi_{peak}$  と  $\phi_{res}$  を用いた場合の安全率の間を変化している。途中の安全率の急激な低下は、すべり面が次の主働破壊すべり面に移ったことに対応している。図5はすべり領域比（壁高に対するすべり線の水平範囲の長さの比）と  $k_h$  の関係を示したものである。図2の断面図には  $k_h = 0.5$  の場合のすべり面の位置を示している。この場合には、滑動・転倒とも、新土圧法によるすべり領域は壁高以下の範囲になっているが、現行法で  $\phi_{peak}$  を用いた場合には壁高の約1.5倍、 $\phi_{res}$  の場合には約4倍以上の範囲に及ぶことがわかる。現行法で  $\phi_{res}$  を用いたケースは、裏込め土の  $\phi$  を安全側に設定したことに相当するが、破壊領域が非現実的な範囲に及び、加えて、補強材を長く敷設しなければならなくなるという問題が生じる。図6はF・Bブロック間の土圧係数を、図7は壁背面の土圧係数を示したものである。壁背面の土圧係数の変化は単楔の場合の傾向<sup>2)</sup>と同じである。なお、土圧係数が  $k_h$  に対して若干不連続に変化するの、離散的に配置された補強材とすべり面がとおる相対的な位置関係の変化などによるものである。

#### 4. おわりに

剛な壁面を有する補強土擁壁の安定計算法にひずみの局所化の影響を考慮した方法を導入し、安定計算を実施した。この結果、単楔の場合に現れる傾向が2楔の場合にもみられ、破壊領域がそれほど広い範囲に及ばず限定されることがわかった。よって、大規模地震動に向けた設計には、本法が合理的な設計を与えると思われる。今後、模型実験などを対象とした解析を行い、本法の妥当性について検討する予定である。

参考文献 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物設計標準・同解説（土構造物）、pp.154-156、1992

2) 古関潤一、龍岡文夫、Yulman Munaf、館山勝、小島謙一：

裏込め土中におけるひずみの局所化の影響を考慮した地震時主働土圧の評価法、第33回地盤工学研究発表会、1998（投稿中）

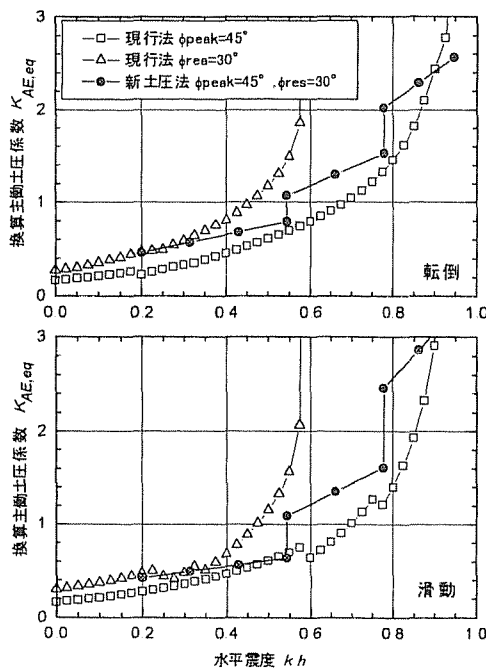


図7 換算主働土圧係数(壁背面)と水平震度の関係

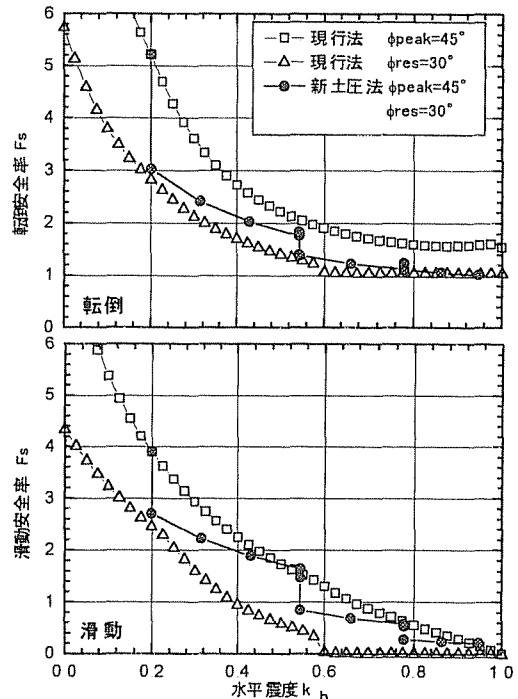


図4 転倒 滑動安全率に関する現行法と新土圧法の比較

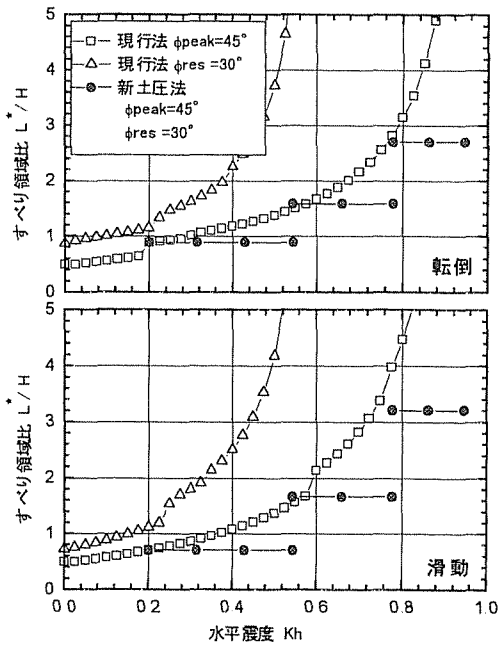


図5 すべり領域比と水平震度の関係

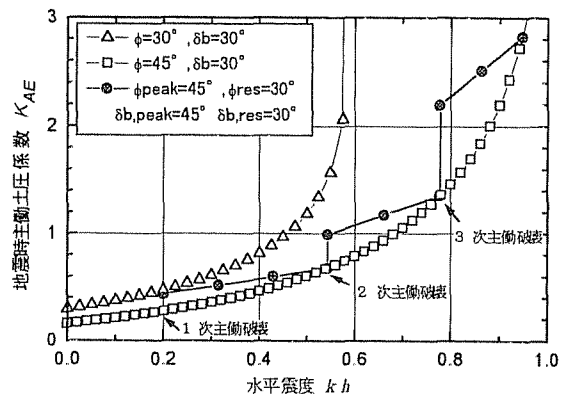


図6 地震時主働土圧係数と水平震度の関係 (F & B ブロック間)