

剛壁面補強土壁の大規模地震時の安定・変形解析

(株)複合技術研究所	堀井 克己
(財)鉄道総合技術研究所	館山 勝
東京大学生産技術研究所	古関 潤一
東京大学大学院	龍岡 文夫

概要

兵庫県南部地震において、鉄道や道路の土構造物に甚大な被害が発生した。しかし、震度階7を超える激震地に建設されていた剛壁面補強土壁は若干の残留変位が発生したものの、軽微な被害にとどまり、大規模地震動に対する耐震性能が確認された。現在、土構造物の大規模地震動に対する耐震設計法の開発が要求されている。そこで、剛壁を有する補強土壁の大規模地震動に対応した安定性ならびに変形性に関する新しい実用的な解析法を提案した。そして、安定解析ならびに残留変形に関する検証解析を行うとともに、標準的なサイズの補強土壁について、土質パラメータを変えた試計算を行い、大規模地震動に対する耐震性を比較した。

Stability and Residual Deformation Analyses of Geosynthetic Reinforced Earth Retaining Wall with Rigid Facing due to Large Earthquakes

Integrated Geotechnology Institute	Katsumi Horii
Railway Technical Research Institute	Masaru Tateyama
University of Tokyo, Institute of Industrial Science	Junichi Koseki
University of Tokyo, Dept. of Civil Engineering	Fumio Tatsuoka

ABSTRACT

This paper presents the new design method for the geosynthetic reinforced-soil retaining wall with full height rigid facing (GRW) against strong earthquakes. Proposed new method is verified using the case history of GRW which encountered the Hyogoken-Nambu earthquake. This method consists of two procedures; the first one is the seismic stability analysis, and the second is the permanent deformation analysis. The proposed method adopts a modified theory of earth pressure considering the strain localization in the backfill soil and a new method to estimate the residual shear deformation of reinforced backfill. The results of the verification analysis could nearly represent the actual behavior. Trial designs are also conducted by varying the backfill material parameters in order to select the appropriate soil type.

剛壁面補強土壁の大規模地震時の安定・変形解析

(株)複合技術研究所 堀井 克己
(財)鉄道総合技術研究所 舘山 勝
東京大学生産技術研究所 古関 潤一
東京大学大学院 龍岡 文夫

1. 序論

兵庫県南部地震においては、神戸市域とその周辺に震度7を超える激震帯が生じ、鉄道・道路などの土木構造物に甚大な被害が発生した。土構造物のうち擁壁構造物に関しても、従来構造形式の重力式擁壁では、完全な転倒あるいは著しく過大な残留変位などの致命的な被害が発生し、L型擁壁でも過大な残留変位や壁体の破損などの重大な被害が発生した。しかし、剛壁面を有するジオテキスタイル補強土壁は簡易な補修で済む軽微な被害にとどまった¹⁾。

この地震を契機に、各種構造物の耐震設計法の見直しが行われている。鉄道構造物に対する新しい耐震設計法の考え方は、2段階設計法であり、中小規模の地震動に対しては補修せずに機能が保持できることが、また、大規模地震動に対しては、構造物全体が崩壊しない範囲に損傷をとどめ、地震後早期に修復できるレベルに損傷や残留変形をとどめることが耐震目標として規定されている²⁾。

土構造物でも重要なものについては、この規定が適用され、剛壁面ジオテキスタイル補強土壁(以下、補強土壁と称する)も対象となる。そこで、補強土壁の耐震設計法の確立に資すために、補強土壁の安定性ならびに変形性に関する計算法を提案し、兵庫県南部地震で震度7以上の激震帯にあった補強土壁¹⁾を対象にして解析を行い、その妥当性を検証した。

提案する補強土壁の耐震設計法は、安定解析法と変形解析法に分かれ、安定解析法では補強土壁の転倒ならびに滑動に対する安定性照査を行なう。安定解析から変形解析にまたがる設計計算法の一貫性をはかるために、現行規準³⁾で規定されている現行法を修正している。また、変形解析法として、滑動および転倒による残留変位の計算法に加えて、補強土壁の補強された裏込め領域において生じる残留せん断変形についても簡易な計算法を提案している。

2. 補強土壁の地震時安定・変形解析法

2.1 補強土壁の滑動および転倒に対する安定・変形解析法

補強土壁の耐震設計法は、安定性から変形性まで一貫した体系の設計法が望まれる。補強土壁の挙動は、壁体と補強ブロック、壁体と地盤、裏込め土と補強材などの間における複雑な相互作用を伴う。このように、補強土壁の安定ならびに変形問題は高次の不静定問題であり、解法も未確立である。このような問題には非線形FEMが適切と考えられるが、前述の相互作用のメカニズムが解明されておらず、モデル化も困難である。また、FEM解析は個別的であり、多大な計算労力を要し、解釈に関しても高度の判断を要するため、現時点では実用レベルには至っていない。

そこで、土構造物の安定解析で常套手法になっている極限平衡法を採用し、変形解析まで一貫した体系で行える計算法を検討した。図 2.1 に想定した破壊モードを示す。破壊モードは、補強土壁の滑動および転倒を考えている。両方のモードとも、すべり線は2つの直線すべり面で形成される。この破壊モードに対して、極限平

衡法により滑動および転倒に対する安全率を算定する。ここでの考え方は、現行の安定計算法に準じているが、現行法を修正している。

現行の安定計算法は、壁体を中心に考えて安全率を算定する考え方になっている。ただし、壁体と補強領域の一体化効果を考慮するために、安全率の算定式に補正項が付与されている。しかし、この方法は厳密性という点で多少の問題がある⁴⁾。以下では、変形解析法まで一貫した計算法にするために、壁体と補強領域の一体化したマスが滑動あるいは転倒するものとして安全率の定義式を与える。

一方、変形モードについても、滑動および転倒変形モードを考え、壁体と補強領域の一体化したマスであると考えて運動方程式をたてる。なお、模型振動実験の結果では、補強領域のせん断変形も観察されているので、このモードも考慮する。以下に本方法の安全率の定義式と運動方程式を示す。

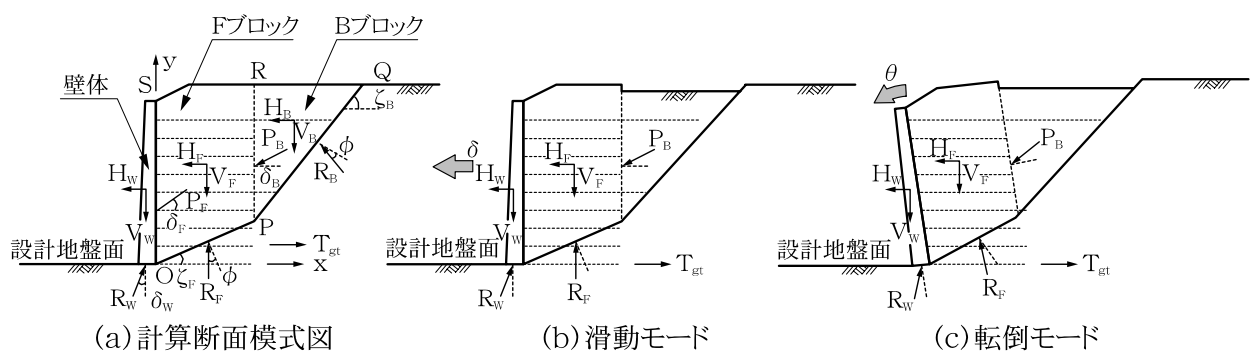


図 2.1 剛壁面補強土壁の変形モード

(1) 安定計算式

前記の考え方で、滑動体あるいは回転体は壁体と補強領域の一体化したマスに関する安全率を定義すると、次式ようになる。

滑動に対する安全率

$$F_s = \frac{F_R}{F_D} \quad (1)$$

ここに、 F_s : 滑動安全率、 F_D : 滑動力、 F_R : 抵抗力。

$$\begin{aligned} F_R &= R_{Wx} + R_F \cdot \sin(\phi - \zeta_F) + \sum T_{gt} \cdot \cos \beta \\ F_D &= H_W + H_F + F_{px} + P_B \cdot \cos(\delta_B - \alpha) \end{aligned} \quad (2a, 2b)$$

各記号は、 R_{Wx} : 壁体底面の水平抵抗力、 R_F : F ブロックの底面反力、 T_{gt} : 補強材力 (利用可能補強材力)、 H_W : 壁体の水平慣性力、 H_F : F ブロックの水平慣性力、 F_{px} : 壁頂水平荷重、 P_B : 土圧、 α : 鉛直面から左回りにはかった壁の傾き、 ϕ : F ブロック底面角、 ζ_F : 補強材の水平面からの傾き (通常ゼロである)。

ただし、壁体底面水平抵抗力 R_{Wx} は、壁体底面反力 R_W の鉛直成分に摩擦係数 $\tan \delta_W$ を乗じた値とする。

転倒に対する安全率

$$F_s = \frac{M_R}{M_D} \quad (3)$$

ここに、 F_s : 転倒安全率、 M_D : 転倒モーメント、 M_R : 抵抗モーメント。

$$\begin{aligned}
M_R &= V_W \cdot (x_W - x_c) + V_F \cdot (x_F - x_c) + P_B \cdot \sin(\delta_B - \alpha) \cdot (x_P - x_c) \\
&\quad + R_F \cdot \sin(\phi - \zeta_F) \cdot (y_{RF} - y_c) + \sum T_{gt} \cdot (\cos \beta \cdot (y_{gt} - y_c) + \sin \beta \cdot (x_{gt} - x_c)) \\
&\quad + F_{py} \cdot (x_{pole} - x_c) \\
M_D &= H_W \cdot (y_W - y_c) + H_F \cdot (y_F - y_c) + P_B \cdot \cos(\delta_B - \alpha) \cdot (y_P - y_c) \\
&\quad + R_F \cdot \cos(\phi - \zeta_F) \cdot (x_{RF} - x_c) + F_{px} \cdot (y_{pole} - y_c) + M_{pole}
\end{aligned} \tag{4a,4b}$$

ここに、 V_W 、 H_W ：壁体自重と地震時水平慣性力、 x_W 、 y_W ：壁体重心、 V_F 、 H_F ：Fブロックの自重と水平慣性力、 x_F 、 y_F ：Fブロックの重心、 P_B ：土圧合力、 x_P 、 y_P ：土圧合力 P_B の作用点、 T_{gt} ：補強材力(利用可能補強材力)、 β ：補強材の傾き、 x_{gt} 、 y_{gt} ：補強材力の着力点、 R_F ：Fブロックの底面反力、 x_{RF} 、 y_{RF} ：Fブロックの底面反力作用点、 ϕ ：壁の傾き、 x_c 、 y_c ：回転中心、 F_{px} ：水平荷重、 F_{py} ：鉛直荷重、 M_{pole} ：モーメント荷重、 x_{pole} ：作用点座標、 y_{pole} ：作用点座標。

(2) 変形計算式

変形解析法は、Newmark 法⁵⁾を適用する。この方法は斜面の土塊の滑動変位を計算するために提案された方法である。ここでは、補強土壁の滑動あるいは転倒のマスに対して、この方法を適用する。それらのマスを剛体と仮定し、安全率の算定式に現われる作用力を用いて運動方程式をたて、変位量を計算する。よって、残留変形量の計算に必要なパラメータは、安定計算に使われる諸量だけで計算ができるという利点がある。この方法は、地震動の増幅や、繰り返し载荷に伴う土の剛性の劣化が考慮されないという欠点があるが、後者に起因するせん断変形については別途考慮することとした。以下に、滑動および転倒(回転)に対する運動方程式を示す。

滑動に対する運動方程式

$$M\ddot{\delta} = F_D - F_R \tag{5}$$

ここに、 δ ：変位量、 M ：壁体とFブロックの慣性質量、 F_D ：滑動力、 F_R ：抵抗力。

転倒(回転)に対する運動方程式

$$J\ddot{\theta} = M_D - M_R \tag{6}$$

ここに、 θ ：回転角、 J ：壁体とFブロックの慣性モーメント、 M_D ：転倒モーメント、 M_R ：抵抗モーメント。

2.2 せん断変形の計算法の検討

補強土壁の模型振動実験より、補強土壁は壁面が前倒れして背後の補強領域が一様なせん断変形を呈することが観察されている(図2.2)。

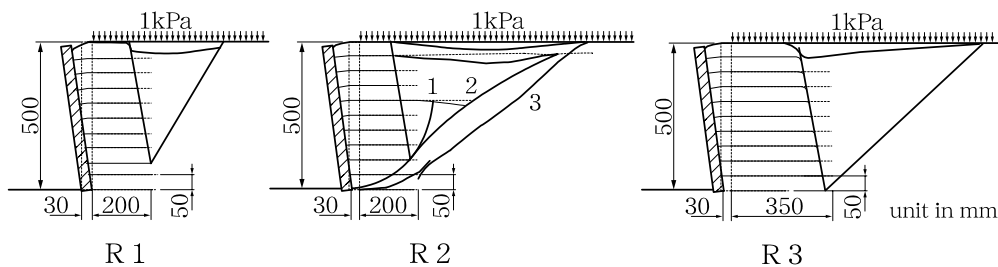


図2.2 剛壁面補強土壁の模型振動実験における加振後の変形状況⁶⁾

この変形を単純せん断変形とみなして、せん断変位量をエネルギー一定則より誘導する。まず、弾性解を誘導し、その式の係数を残留変形に対応する係数とみなして、残留変位の推定式とする。

まず外力仕事を算定する。外力項は、微小層厚 dx の水平層について (図 2.3)、壁体および裏込め土の地震時慣性力、動土圧、上載荷重の地震時慣性力があり、それぞれ、式(7)~(9)で表わされる。

$$k_h \gamma_t L (1 + \omega) dx \quad (7), \quad \Delta K_{AE} \gamma_t \left(x + \frac{p}{\gamma_t} \right) dx = \beta k_h \gamma_t \left(x + \frac{p}{\gamma_t} \right) dx \quad (8), \quad k_h p L \quad (9)$$

ここに、 k_h : 水平震度 (加速度/重力加速度)、 γ_t : 裏込め土の単位体積重量、 p : 上載荷重、 ω : 壁体の慣性効果 (式 10)、 γ_c : 壁体の単位体積重量、 b : 壁幅、 L : 補強領域幅、 β : 補強領域幅、 ΔK_{AE} : 主働土圧係数の地震時増分、 γ : 動土圧係数。

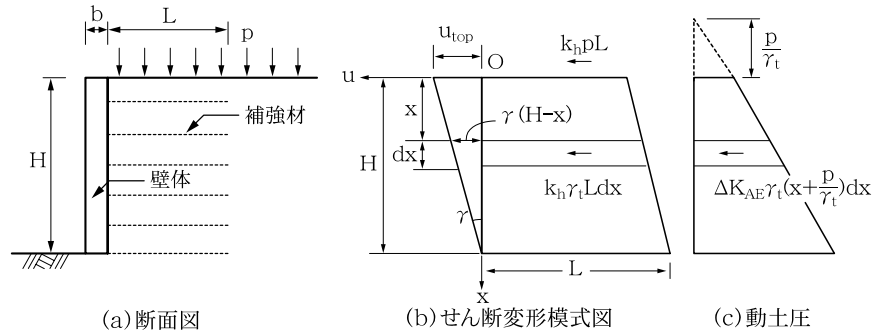


図 2.3 剛壁面補強土壁のせん断変形模式図

ここで、動土圧係数は、補強領域背面に作用する地震時動土圧に関するものであり、Seed ら⁷⁾による近似式を用いる。すなわち、Seed らは、地震時主働土圧を常時の主働土圧と動土圧の和に分解し(式 11)、地震時主働土圧係数は水平震度に比例する形の近似を行っている(式 12)。

$$K_{AE} = K_A + \Delta K_{AE} \quad (11), \quad \Delta K_{AE} = \frac{3}{4} k_h = \beta k_h \quad (12)$$

ここに、 K_{AE} : 地震時主働土圧係数、 K_A : 常時主働土圧係数。

外力仕事は外力 \times せん断変位より求めることができる。ここで、補強土壁の全体的なせん断変形は、図 2.3 に示すように実際の変形挙動を考慮して、壁底で変位ゼロから上向きに直線的に変化する分布を考え、水平方向に一樣な変位と仮定する。これより、層厚 dx 当りの外力仕事増分 ΔW_E を計算することができ、それを壁高にわたって積分して、上載荷重の影響も考慮することにより、最終的に外力仕事について次式を得る。

$$W_E = \int_0^H \Delta W_E + \frac{1}{2} k_h p L \gamma H = \frac{1}{4} k_h \gamma_t L \gamma \left\{ \left(1 + \omega + \frac{2p}{\gamma_t H} \right) + \beta \left(\frac{H}{3L} + \frac{p}{\gamma_t L} \right) \right\} H^2 \quad (13)$$

次に、内力仕事 W_I を計算する。補強領域内の微小要素について、せん断応力 τ とひずみ γ の関係は剛性率を G として $\tau = G\gamma$ で与えられるので、微小要素の内力仕事は $\Delta W_I = 1/2 G \gamma^2 dx$ となる。ただし、 G は一定とする。全内力仕事は裏込め土全体にわたって積分することにより次式を得る。

$$W_I = \int_0^{L \times H} \Delta W_I dV = \frac{1}{2} G \gamma^2 L H \quad (14)$$

そして、外力仕事と内力仕事を等置して、せん断ひずみ γ について次式を得る。

$$\gamma = \frac{k_h \gamma_t}{2G} \left\{ \left(1 + \omega + \frac{2p}{\gamma_t H} \right) + \beta \left(\frac{H}{3L} + \frac{p}{\gamma_t L} \right) \right\} H \quad (15)$$

式(15)は、一様なせん断変形をうける補強土壁のせん断弾性ひずみと水平震度の関係を与えるものである。しかし、ここで対象とする変形は残留変形であるので、上の関係が形式的に残留変形についても成立すると考え、式(15)の γ_t を塑性せん断ひずみ γ_p 、剛性率 G を塑性剛性率 G_p と書き換える。また、実験では残留変位はある水平震度のしきい値 k_y を超えてから発生することが観察されているので、せん断変位降伏震度 k_y を導入する。さらに、壁頂変位 $u_{top} = H \gamma_p$ という関係を用いることにより、所求の壁頂での残留水平変位 u_{top} について次式を得る。

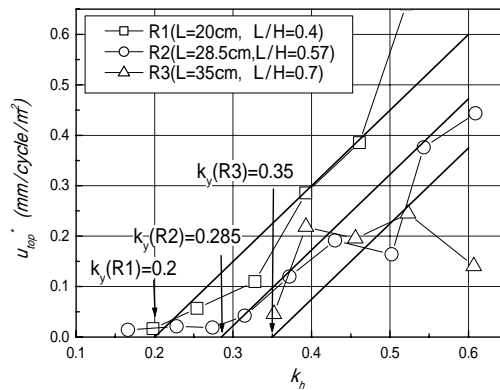
$$u_{top} = \frac{(k_h - k_y)}{G_p} \gamma_t \lambda H^2 \quad (16) \quad \lambda = \frac{1}{2} \left\{ \left(1 + \omega + \frac{2p}{\gamma_t H} \right) + \beta \left(\frac{H}{3L} + \frac{p}{\gamma_t L} \right) \right\} \quad (17)$$

式(17)の λ 項の括弧内第1項は補強領域部に作用する地震慣性力を、第2項は動土圧の効果を示す。この式より、擁壁天端のせん断変位 u_{top} は、水平震度に比例、壁高の2乗に概ね比例、塑性剛性率に反比例することがわかる。また、補強領域幅が広くなれば u_{top} が小さくなる性質を有しており、経験的に予測される特性と一致している。

次に上の関係を模型振動実験の結果に適用して G_p を求める。ここで、基準化せん断変位 u_{top}^* を次のように定義して、

$$u_{top}^* = \frac{u_{top}}{\gamma_t \lambda H^2} \quad (18)$$

この基準化せん断変位を水平震度に対してプロットすると図 2.4 を得る。ただし、縦軸に示した u_{top}^* は1サイクル当りの繰返し载荷に対する増分値である。多少のバラツキが認められるが、平均的な直線勾配を求め、その逆数を計算すると $G_p = 1/(1.5 \times 10^{-3}) = 6.67 \times 10^2 \text{ tf/m}^2$ をえ、補強土壁模型の1サイクル当りのせん断変位増分



を与える経験式の係数が求まる。また、せん断変形に対する降伏震度は、対象とした実験条件のもとで、次式で近似的に表わすことができる。

図 2.4 基準化変位と水平震度の関係

$$k_y = \frac{\bar{L}}{2H} \quad (19)$$

この関係は、降伏震度は壁高 H に対する平均補強材長 \bar{L} の比に比例することを意味する。

実際の補強土壁のせん断変位の計算に用いる G_p は、初期剛性率 G_0 を指標にして推定することとする。すなわち、 G_p/G_0 比が実際の補強土壁にも適用されると仮定する。そこで、補強土壁模型の結果を使って、 G_p/G_0 比を求める。模型の裏込め土は豊浦砂であり、豊浦砂の G_0 は間隙比などの物理諸量と模型の中心深度における平均拘束圧を、龍岡の実験式⁸⁾ に与えて推定すると $G_0 = 333 \text{ kgf/cm}^2$ となる。よって、 G_p/G_0 比は 0.2 となり、この値を用いて以下の検証解析・試計算を行う。

3. タナタ補強土壁に対する検証解析

3.1 計算条件

タナタ補強土壁は兵庫県南部地震で震度階7と判定された地帯に立地する高さ 4.5m の補強土壁である(図 3.1)。この補強土壁は線増のために旧のり面を拡幅して構築されたものである。ただし、同図には後述の安定解析によるすべり面を併示している。震災直後に行われた土質試験結果によれば、裏込め土の土質は細粒分を 10%含む砂レキ(マサ土)であり、土の単位体積重量は $\gamma = 1.7 \text{ tf/m}^3$ 、自然含水比 5%である。せん断強度については、現場から採取した試料を現場密度で締め固めて作成した供試体に対する低拘束圧下の三軸圧縮試験結果(CD 条件)より、 $\phi = 41^\circ$ が得られている。この ϕ はピークに対応する ϕ_{peak} であり、ひずみ軟化直後で試験を終了している。安定計算に用いる内部摩擦角は、龍岡らの研究⁹⁾による豊浦砂の平面ひずみ圧縮試験の ϕ_{PSC} と三軸圧縮試験による ϕ_{TC} の比(間隙比 $e=0.654$ 付近で、 $\phi_{PSC}/\phi_{TC} = 1.15$)を用いて、平面ひずみ圧縮試験の ϕ_{PSC} に換算して得た $\phi_{PSC}=47^\circ$ を用いた。なお、残留状態の ϕ は既往の試験結果などを参考にして 35° を仮定した。補強材は、ジオグリッドが使われ、引張り強度は 3 tf/m である。補強材は 30cm ピッチに敷設され、補強材長は 2.5m であるが、うち4層は 3m である。上載荷重は軌道荷重 1 tf/m^2 であり、盛土高に換算して計算した。

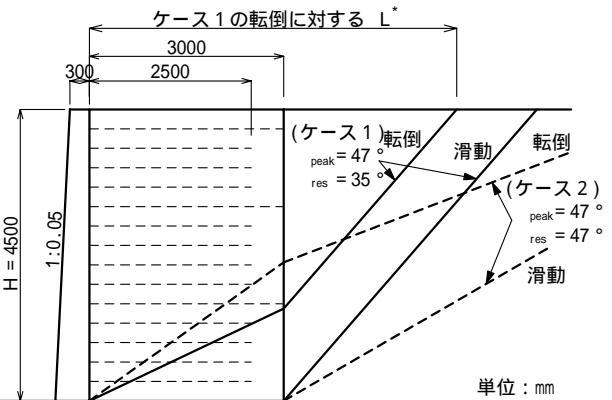


図 3.1 タナタ補強土壁の断面図とすべり面の位置

3.2 補強土壁の安定解析

安定計算はひずみの局所化の影響を考慮した方法^{10,11)}で行った。安定計算に与える土の内部摩擦角は 2通り設定した。一つは、ピークおよび残留状態で、それぞれ、 $\phi_{peak}=47^\circ$ 、 $\phi_{res}=35^\circ$ にしたもの(ケース1)、他は比較のために、両者ともに $\phi_{peak}=\phi_{res}=47^\circ$ にしたもの(ケース2)である。また、1次主動崩壊角を規定する水平震度は、せん断変形がすべり面発生の引金になると仮定して、せん断変形降伏震度と同じと設定し、式(19)より平均補強材長と壁高から求められる $k_y=0.29$ とした。ただし、地盤反力は、壁底面のみ集中するものとし、その作用点は壁底面中心を仮定した。

図3.1に安全率が1に等しい限界震度に相当するときのすべり面を、図3.2に水平震度と安全率の関係を示す。壁面からすべり面が盛土表面と交わる点までの水平距離の壁高に対する比(L^*/H)は、ケース1では滑動および転倒でそれぞれ、1.5、1.3となるが、ケース2はそれぞれ、2.4、2.0となり、すべり面の範囲が奥深く及ぶことになる。これより、ひずみの局所化を考慮したケース1の破壊域は、壁高の約1.5倍以下となり、妥当な範囲と考えられる。なお、ケース1の限界震度の値は滑動で0.50、転倒で0.55になる。

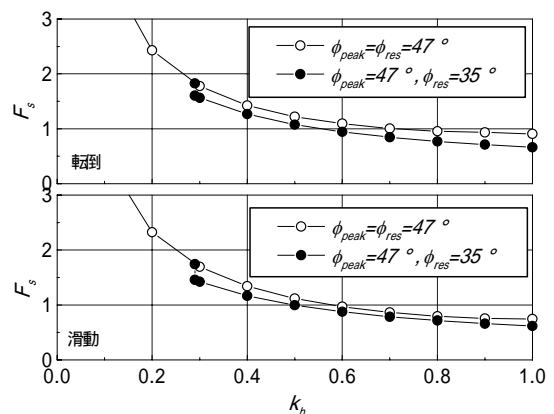


図3.2 滑動および転倒に対する安全率と水平震度の関係

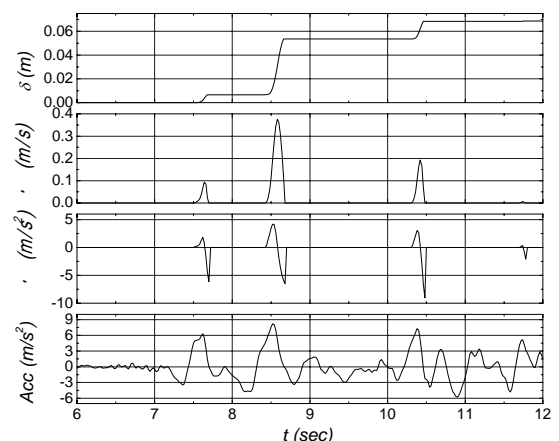


図3.3 滑動に対する残留変位計算結果

3.3 タナタ補強土壁の残留変位解析

補強土壁の残留変位計算は、神戸海洋気象台の観測波のNS成分(最大加速度818gal)を使用した。運動方程式の数値積分は線形加速度法によった。残留変位計算結果の1例を時刻歴図として図 3.3 に示す。残留変位計算と同じ観測波形からゼロクロッシング法により抽出したピーク波形を用いて、せん断変形も推定した。その際に必要な裏込め土の G_0 は、現場間隙比 $e=0.654$ と補強土壁裏込め土の中央高さにおける有効拘束圧より推定し、 $G_0=8000 \text{ tf/m}^2$ とした。また、ピーク波形の N 側振幅と S 側振幅の両方について計算を行い、壁面の向きの影響を調べた。図 3.4 にせん断変位の時刻歴図を示す。

壁下端に対応する滑動と、壁天端に対応する滑動、転倒およびせん断変位の合計残留変位量は、N 側振幅を用いた場合には 5mm と 30mm、S 側の場合は 69mm と 141mm になる。一方、実測最大残留変位(目違い量)¹⁾ は、壁下端で 100mm、壁天端で 270mm になっている。これらと対比すると、S 側の方の計算値が実測に近い。しかし、タナタの壁面は盛土の南側に在るので、本来は N 側の加速度波形が外向きの慣性力を与えることになり、計算変位は過小になる。しかしながら、タナタ地区は震度階 7 の地帯に入っており、地表面最大加速度も局所的に変動していると考えられるので、神戸海洋気象台の波形の大きい側を使った計算結果と対比するのは不自然ではない。よって、本解析条件にはいくつかの仮定が入っているが、兵庫県南部地震における残留変位を実用解析のレベルで再現できたと判断できる。

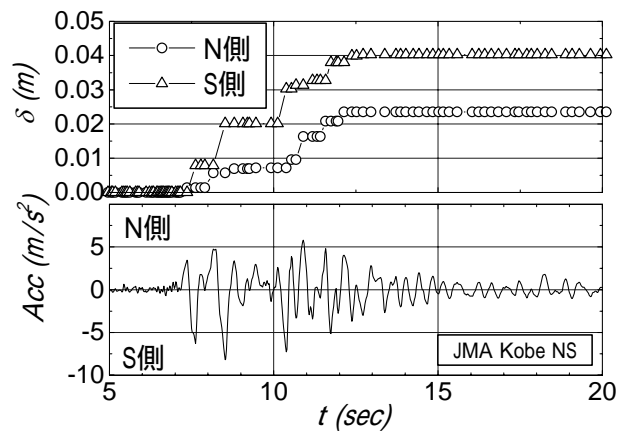


図3.4 せん断変位の計算結果

4. 一般的な補強土壁の試算

4.1 計算条件

文献¹²⁾で規定されている擁壁の耐震設計に使用する標準的な土質について試算を行った。表 4.1 に土質定数を示す。補強土壁の計算断面は標準的なものを設定し、壁高は 5.1m、擁壁天端は幅 0.3m、壁前面勾配は 5 分とした(図 4.1)。上載荷重は 1 tf/m^2 とした。補強材は長さ 2.5m、間隔 0.3m とし、長めの補強材を 1.5m 間隔に壁踵をとおり残留摩擦角 ϕ_{res} と同じ傾きを有する線まで配置した。補強材の強度は 3 tf/m とした。

補強材と盛土の間で発揮される摩擦角は ϕ_{res} とした。また、壁底面の摩擦角は $\phi_w = \phi_{res}$ とし、FB ブロック間の摩擦角は $\phi_{B,peak} = \phi_{peak}$ 、 $\phi_{B,res} = \phi_{res}$ とした(ϕ_w 、 ϕ_B は図 2.1 参照)。1次主働崩壊角を規定する震度は後述するせん断降伏震度に等しい値を与えた。残留変位量の計算には、神戸海洋気象台 NS 成分(S 側振幅で外向きに慣性力を与える)を使用した。せん断変位の計算に使用する初期剛性率は土質定数などを参考にして、土の種類、 γ 、 β 、 α ごとに、それぞれ 1100、900、600、400kgf/cm² と設定した。せん断降伏震度は式(19)より、それぞれ、 $k_y=0.27$ 、0.28、0.30、0.30 とした。

表 4.1 土質定数¹²⁾

土の種類	t (tf/m ³)	ϕ_{peak} (°)	ϕ_{res} (°)
粒度の良好な砂, 砂レキ	2.0	55	40
一般の砂, 砂礫	2.0	50	35
粒度配合の悪い砂	1.8	45	30
粘性土	1.8	40	30

4.2 計算結果

図 4.1 に安定計算による限界すべり面を、図 4.2 に滑動および転倒に対する安全率と水平震度の関係を示す。

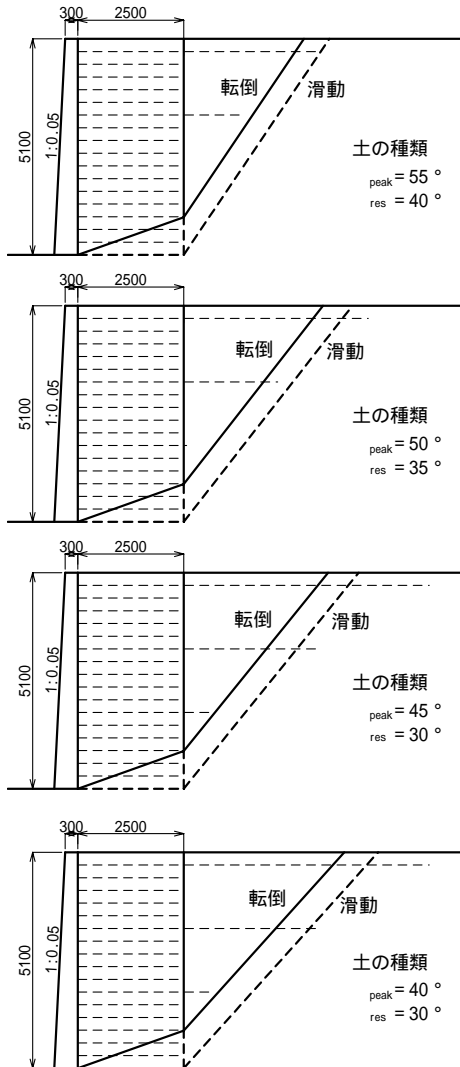


図 4.1 計算断面とすべり面の位置

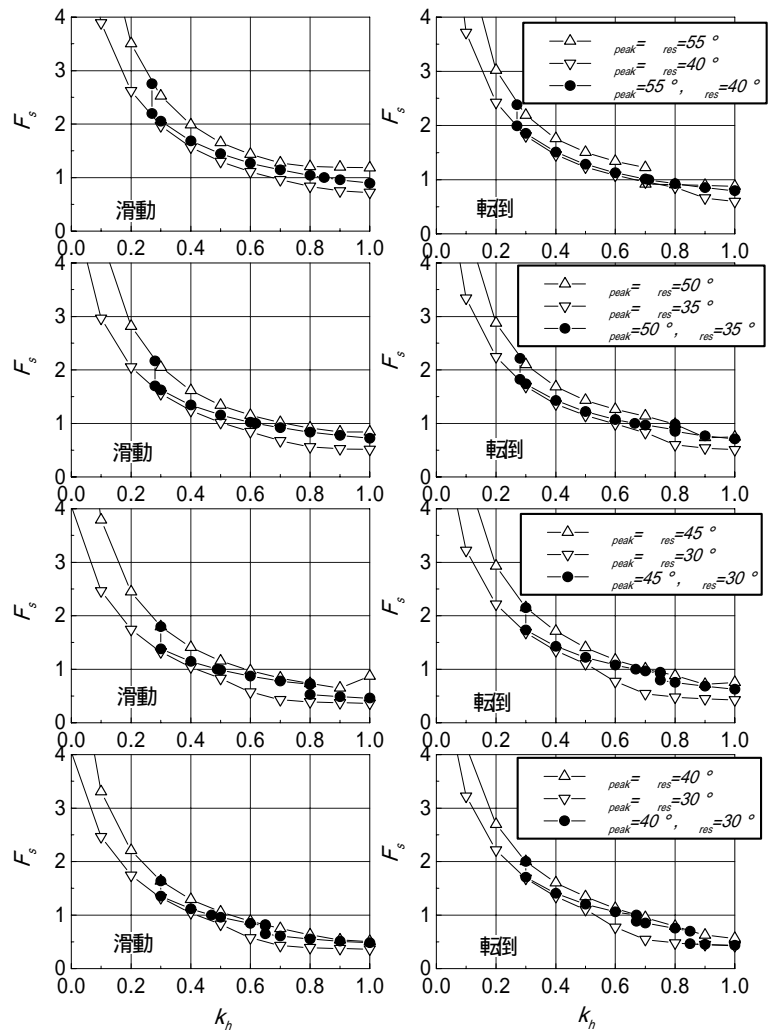


図 4.2 滑動および転倒に対する安全率と水平震度の関係

図 4.3 に土の種類別に限界震度および残留変位率を示す。残留変位率は壁頂における残留変位量を壁高で除したものである。同図より、滑動に対する限界震度は土質が軟質になるほど小さくなるが、転倒では余り変わらない。これは、長い補強材が効いているからである。滑動と転倒の限界震度の比較より、滑動破壊が支配的になることがわかる。

残留変位率については、土質が軟質になるほど大きくなる。成分別にみると、せん断変位、滑動変位が大き

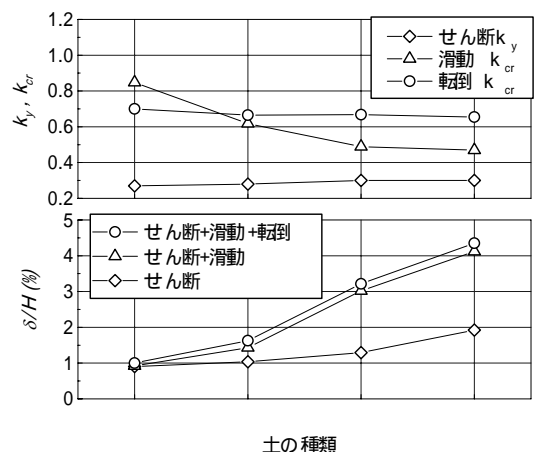


図 4.3 土の種類別の降伏震度、限界震度、残留変位率

く、転倒成分は僅かである。残留変位率は、土の種類が 、 で2%以下であるが、 、 では3%を超え、 との間では約4倍程度の差が生じることがわかる。

5. 結論

本解析結果をまとめると、次のとおりである。

(1) 剛壁を有する補強土壁の大規模地震動に対応した安定性ならびに変形性に関する新しい実用的な解析法を提案した。安定解析法は極限平衡法を適用し、滑動および転倒に対する安全率を算定する。変形解析法は安定解析の破壊モードに対応する地震に伴う残留変形量と、補強土壁のせん断変形量を算定する方法である。

(2) 兵庫県南部地震時に、震度階7と判定された地帯に建設されていたタナタ補強土壁に対して検証解析を行ない、提案法の適用性・妥当性を確認した。

(3) 一般的な補強土壁を対象にした試算より、盛土材として表 4.1 の土の種類が と では、大規模地震時の残留変位量は約4倍程度異なる結果が得られた。

今後の課題としては、せん断変形に関する降伏震度の合理的な決定法、軟質地盤に構築された場合の強震時の支持力不足による沈下予測法、許容変位量の合理的な設定、周波数特性の異なる入力地震波の影響の検討などが挙げられ、これらが剛壁面補強土壁のより合理的な耐震設計法を確立するための重要な検討項目であると考えられる。また、試算結果によれば、せん断変位の比率が大きいためその軽減対策について今後の検討が必要と考えられる。

謝辞

補強土壁に対する模型振動実験の測定データは、Dr. Yulman Munaf(元東京大学大学院)のご好意で、本検討に使わせていただいた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 龍岡文夫・館山勝・長門範高：阪神・淡路大地震におけるジオテキスタイル補強土擁壁の挙動，第30回土質工学研究発表会，pp.115-118,1995.
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物設計標準・同解説 耐震設計(案)，p.2-1,1998.
- 3) 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.
- 4) K.Horii, H.Kishida, M.Tateyama, F.Tatsuoka：Computerized Design Method for Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls for Railway Embankments, Recent Case Histories of Permanent Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Walls, Tatsuoka & Leshchinsky (eds.), Balkema,pp.205-218,1994.
- 5) N. M. Newmark：Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Geotechnique, Vol.15, No.2, pp.139-160,1965.
- 6) Y. Munaf, J.Koseki, F.Tatsuoka, M.Tateyama, K.Kojima：Tilting and Shaking table tests of geosynthetic reinforced-soil retaining wall models, 第33回地盤工学研究発表会，pp.2387-2388,1998.
- 7) H. B. Seed, R. V. Whitman：Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads, ASCE Specialty Conference – Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, pp.103-147,1970.
- 8) 龍岡文夫：土の動的変形特性(土の力学)，新体系土木工学 18,技報堂,p.212,1981.
- 9) 龍岡文夫・ブラダンテージ B.S.・林煥群・堀井宣幸：各種のせん断試験による砂の内部摩擦角,土と基礎,Vol.35,No.2, pp.55-60,1987.
- 10) 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，pp.1667-1668,1998.
- 11) 堀井克己・龍岡文夫・館山勝・古関潤一：裏込め土中におけるひずみの局所化を考慮した補強土擁壁の地震時安定計算法，第33回地盤工学研究発表会，pp.1669-1670,1998.
- 12) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物設計標準・同解説 耐震設計(案)，p.4-7,1998.