

# 橋台背面盛土の耐震安定対策に関する解析的研究

建設工学専攻 2 学年 LE HONG NGUYEN

## 1. はじめに

橋台背面の盛土は橋梁との相対変位を小さくするために沈下量の制限値が厳しく設定されている。背面盛土の沈下抑制工法は、一般的に背面盛土の全体的に補強材等を施工して沈下抑制を行うが、橋台前面の道路の状況によっては施工が困難場合がある。このような場合には、背面盛土を全体的に地盤改良することとなり、多額の費用が必要となる。そこで、橋台前面から補強ができない場合において、図-1に示すように線路方向に柱列に補強した改良体を構築する工法が提案されている。これに対して、東日本旅客鉄道は振動台試験を実施することにより、提案された改良体の仕様を検証している。

そこで本研究では、実験と同様に提案された改良体の補強効果を確認する目的に、剛塑性有限要素法 (RPFEM) の開発を行っている。平面歪条件で数値シミュレーションと土圧理論と比較を行い、3次元で振動台試験の再現解析を行い、RPFEMの妥当性・適用性を明らかにするものである。

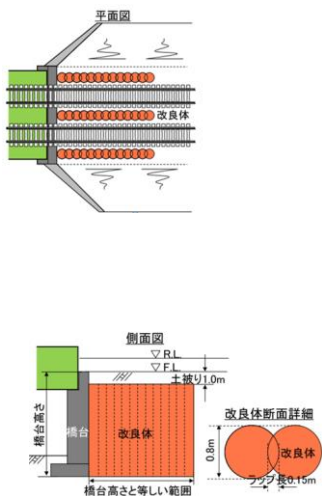


図-1 柱列状改良体により補強する工法の概要図

## 2. 平面歪条件で土圧計算

主動土圧および受働土圧の算定には、クーロンの土圧理論とランキンの土圧理論が一般的に用いられている。地震時に擁壁には、地震慣性力と地震時土圧が作用する。現行の設計指針では、地震時土圧算定のために物部・岡部式が用いられている。数値シミュレーションには、擁壁土圧を仮想壁面に作用する荷重として算出することができる。しかし、極限定理に基づいて算出した場合、受働土圧は荷重と土塊変位のなす仕事为正になるため、解析より求められるが、主動土圧は荷重の荷重方向と土塊の変位方向が逆のため仕事が負になり、極限定理では主動土圧を求めることができない。そこで、本研究は擁壁土圧の作用する条件で土構造物の

安定性によって評価し、安全率が1となる条件から主動・受働土圧を合理的に求められることを示す。

### (1) 解析モデル

まず、RPFEMと土圧理論が比較しやすいために、図-2に示す単純な擁壁(盛土傾斜角 $\beta=0^\circ$ 、壁面摩擦角 $\delta=0^\circ$ 、壁面傾斜角 $\alpha=0^\circ$ )という最も単純な条件で算定する。せん断強度は $\phi=40.0$ 度、 $c=1.0$  kPaとし、 $\gamma=20.0$  kN/m<sup>3</sup>を与えた。底面を固定条件、側面をローラー条件(1方向のみ拘束)とする。このような擁壁条件には、ランキン土圧理論によると、主動土圧が58.25kN/m、受働土圧が1364.23kN/mという結果が得られた。

### (2) 解析方法

数値シミュレーションには、図-2に示すモデルを採用したが、最初の条件は、RPFEMの安定解析によると安全率が1より小さい( $F_s=0.82$ )結果が得られた。そして、土を支えるために、仮想壁面に作用する荷重という擁壁土圧を設定する。図-3に示すように、擁壁土圧が大きくなるに連れて、橋台背面盛土が圧縮され、安全率も大きくなると思われる。最初、安全率 $F_s$ が1となるときは、擁壁土圧は主動土圧と等しいと考え、主動土圧が得られる。また、擁壁土圧をより大きく設定すると、土が押さえるようになり、そのとき擁壁土圧の値は受働土圧と等しいと考えられる。極限定理によると、受働土圧が発生するとき $F_s$ が1と等しいである。

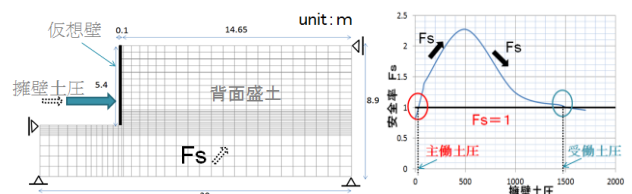


図-2 擁壁の模式図 図-3 擁壁土圧-安全率の関係

### (3) 擁壁土圧の位置・方向

図-4に示すように擁壁土圧の位置を①, ②, ③と変更した場合における主動・受働土圧の変化を比較する。図-5に各荷重位置における擁壁土圧の変化による安全率の変化を示す。図-6にCase-1におけるRPFEM解析とランキン理論による主動・受働土圧のすべり面を示す。Case1 ( $h=H/3$ )に主動・受働土圧のすべり面が明らかに見られ、ランキン理論のすべり面と一番近い結果が得られた。

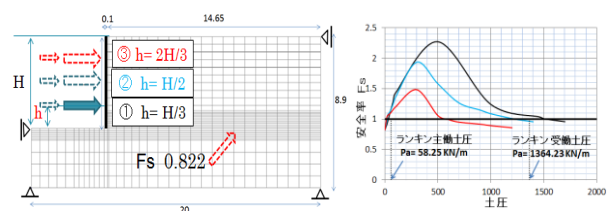


図-4 擁壁荷重位置

図-5 擁壁土圧-安全率の関係

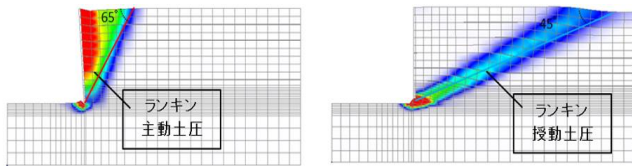


図-6 Case1主働・受働土圧のすべり面

擁壁土圧の方向による影響を比較するため、擁壁方向を①水平方向、②せん断抵抗角 $\phi/2$ と等しい、③せん断抵抗角 $\phi$ と等しいと変更した場合における主働土圧の変化を比較する。表-1に各ケースにおけるRPFEM解析とランキン理論による主働土圧の値を示す。擁壁土圧の方向を変更による受働土圧がより大きくなるが、③せん断抵抗角 $\phi$ と等しい方向がランキンの主働土圧と近くなった。

表-1 各ケースにおける解析の主働土圧

ケース	荷重方向 $\theta$ [度]	主働土圧 [kN/m]
CASE-1	0	34
CASE-2	20	35
CASE-3	40	40

#### (4) 地震時土圧算定

震動係数 $K$ が破壊形態に与える影響を検証し、物部・岡部式と比較を行う。数値シミュレーションには、図-7に示すモデルを採用し、擁壁土圧の位置は $h=H/3$ の位置に、擁壁土圧方向はせん断抵抗角 $\phi=40.0$ 度と等しい方向を想定する。地震外力の大きさによる影響を比較するため、震動係数 $K$ が0.1~0.4で変更した地震外力を与えることとする。図-8に、物部・岡部式、RPFEMで得られた地震時水平土圧合力 $Pa$ -震動係数 $K$ の関係を示す。震動係数 $K$ が大きくなるに連れて、土圧合力 $Pa$ も増加する結果が得られた。Case 4は多少大きくなったが、全体的にRPFEMで得られた土圧合力値が、物部岡部で得られた土圧合力値とほぼ近い値が得られた。

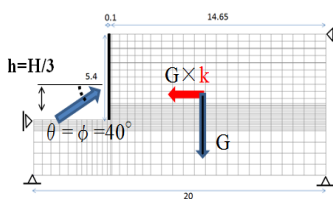


図-7 擁壁荷重位置と方向

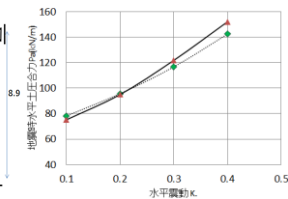


図-8 地震時水平土圧

合力  $Pa$ -震動係数  $K$  の関係

### 3. 3次元で振動台試験の再現解析

東日本旅客鉄道株式会社で行った振動台試験の再現解析を行う。数値シミュレーションには、図-10に示すような改良体の有無、および改良体の長さ変えた3 ケースとした。Case1は無補強のケース、Case2 は橋台の高さと等しい長さの改良体を用いたケース、

Case3 は Case2 の線路方向に半分の長さの改良体を用いたケースである。

試験には3ケースで、加振条件はランダム波、スイープ波、正弦波5Hz波を50・100gal~1000galまでの段階加振とした。最大となる加速度入力試験体の破壊状態が明確となるまでとした。

Case-1には正弦波が5Hz709galを、Case-2には正弦波が5Hz1010galを、Case-3には正弦波が5Hz1010galを加振後に崩壊状態になった。

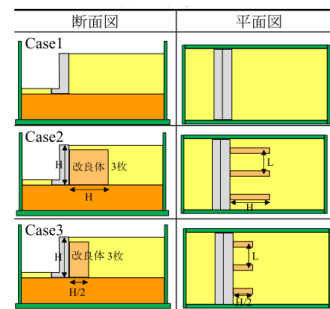


図-10 試験のケース

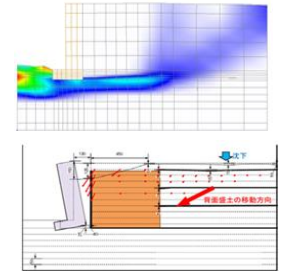


図-11 Case2の解析と試験の変形図

表-3 ケースにおける震動係数  $K$

ケース	模型試験	RPFEM
CASE-1	0.72	0.79
CASE-2	1.03	0.91
CASE-3	0.93	0.87

表-2に、実験、RPFEMで得られた震動係数 $K$ を示す。Case 1にはRPFEMの値が試験値より大きかったが、Case 2,3にはRPFEMの値が試験値より小さくなっている。全体的にRPFEMで得られた震動係数値が、実験で得られた震動係数値と近い値が得られた。また、図-11(上)にケース2における変形図を示す。図-11(下)に示した振動台試験のスケッチによる等価ひずみとの傾向を比較する。試験結果では橋台背面の近傍にすべり面は生じず、改良体の背面側にすべり面が発生していた。背面盛土の沈下については、橋台背面の近傍および改良体の背面側のすべり面が生じた範囲では沈下が確認された。それにたいして、RPFEMでは改良体の背面側に変形が生じたが、すべり面が確認できなかった。RPFEMと振動台試験は合致しなかった原因としては、橋台と地盤の動的相互作用の影響、モデルのメッシュが粗いし、橋台と背面盛土の要素が一緒にした、などが考えられる。この原因に関する究明は今後の課題とする。

#### (5) 結論

本研究では、橋台背面盛土の耐震安定対策の補強効果を評価するために、剛塑性有限要素法(RPFEM)方法を提案した。RPFEMの妥当性と適用性を明らかにするために、平面歪み条件で土圧計算

を対象とした数値シミュレーションを行い、3次元条件で振動台試験の再現解析を行った。解析により得られた知見を以下に記す。

- ・平面歪み条件で地震時の土圧計算は、RPFEM で得られた土圧合力値が、物部・岡部式の値とほぼ近い結果が得られた。

- ・3次元条件で振動台試験の再現解析には、RPFEM はまだ適用できず、プログラミングをより改善する必要がある。