

## 土留擁壁を持つ盛土の耐震性能確認試験

JR 東日本 正 会 員 ○高山 真揮  
 同上 正 会 員 池本 宏文  
 同上 正 会 員 高崎 秀明

## 1. はじめに

地震時における盛土の耐震性能の評価と、新たな補強構造における耐震性能の向上効果の確認を行うために、これまで模型試験体を製作して振動台による振動試験を行ってきた<sup>1)</sup>が、今回は土留擁壁を持つ盛土について振動試験を実施したので報告する。

## 2. 振動試験の概要

盛土模型の形状寸法と設置した計測器を図-1 に示す。盛土高さは、6m の盛土を想定し 1/10 スケールをモデル化して 600mm とした。背面地盤には、1:1.5 の勾配を持つ盛土を配置した。地盤材料には珪砂 6 号を使用し、支持地盤は相対密度  $Dr=80\%$ 、含水比  $w=0\%$ 、盛土体は  $Dr=60\%$ 、 $w=2\%$ となるように作成した。

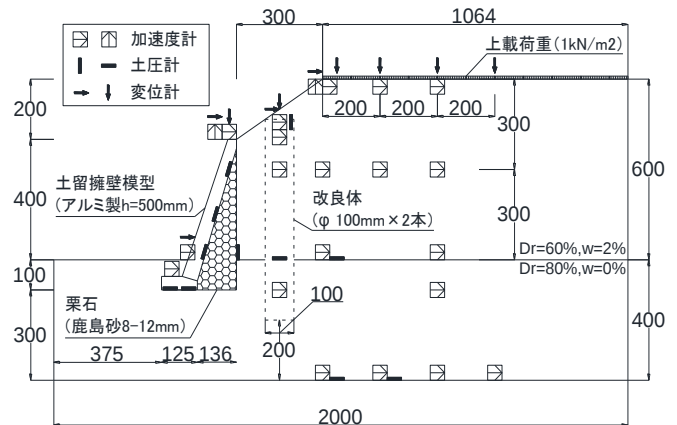
土留擁壁模型の高さは 500mm とし、擁壁材料にはアルミニウムを使用した。また、重量比を合わせるために擁壁前面にスリットを設け、密度を鉄筋コンクリートと同程度の  $23.2\text{kN/m}^3$  ( $\approx 2.37\text{g/cm}^3$ ) とした。この模型では実物の基礎部と壁部の打継目に相当する面で分割し、この面での結合は行わないこととした。擁壁と背面地盤の間には、栗石層(鹿島砂、粒径 8~12mm)を設けた。

試験は 2 ケース実施し、改良体のないケースを case1、改良体を配置したケースを case2 とした。改良体は、間隔を空けて 2 本配置し、直径 100mm、中心間隔 600mm、支持地盤への根入長 200mm とした。改良体材料は貧配合モルタルを使用し、平均圧縮強度は材令 25 日で  $14.9\text{N/mm}^2$ 、単位体積重量は  $20.8\text{kN/m}^3$ であった。

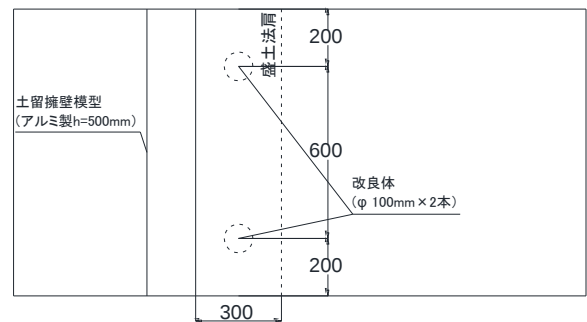
振動試験は 5Hz 10 波の正弦波を用いて、100gal ずつ加速度を増加させる形式で実施し、盛土斜面が崩壊に至るまで加振を継続した。

## 3. 試験結果

図-2 に加振後の状況写真を示す。Case1 においては、386gal 加振にて土留擁壁頂部に 30mm 程度の水平変位が発生し、背面地盤にはすべり線が発生した。最終的に 491gal 加振で擁壁が前方へ転倒した。Case2 においては、



(a) 側面図



(b) 平面図

図-1 盛土模型概要図

402gal 加振にて土留擁壁頂部に 40mm 程度の水平変位が発生したが、背面地盤にすべり線は見られなかった。最終的に 499gal 加振で擁壁が前方へ転倒した。

図-3 に応答加速度の時刻歴図を示す。加速度については、背面地盤上部、土留擁壁、改良体の応答と振動台の入力加速度を示し、壁面前方方向を正と定義した。

case1, case2 とともに、入力加速度に対して盛土上部および土留擁壁の応答の増幅及び位相のずれが見られる。特に case1 において土留擁壁上部は周辺の背面地盤から独立した位相となっている。case2 においては、改良体と背面地盤が同様な動きとなっており、背面盛土の位相を抑える効果は見られなかった。

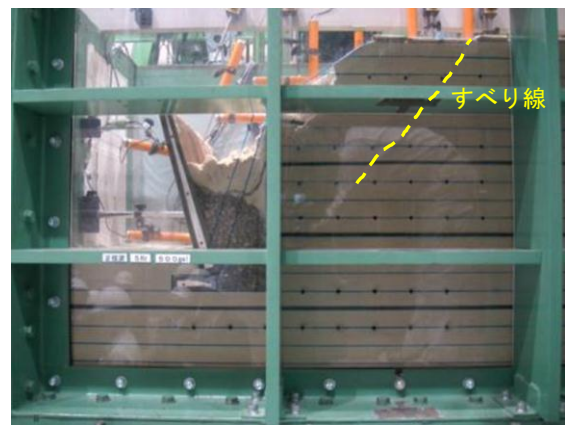
図-4 に擁壁水平変位-入力加速度の関係を示す。両ケースともに 300gal 加振時から擁壁の水平方向での残留

キーワード 盛土、土留擁壁、振動台実験、高圧噴射攪拌工法

連絡先 〒331-8513 埼玉県さいたま市北区日進町 2-479 JR 東日本研究開発センター TEL048-651-2552

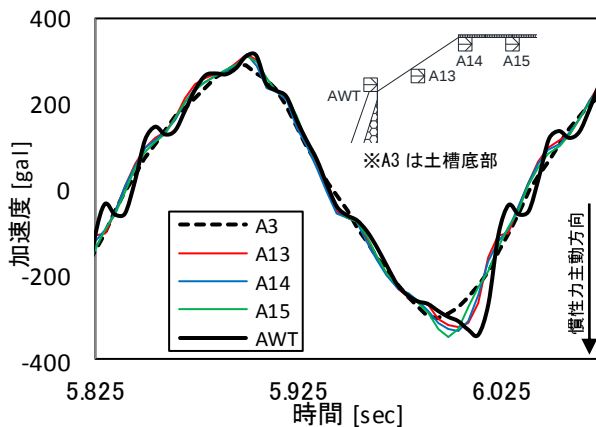


case1 (無対策: 491gal)

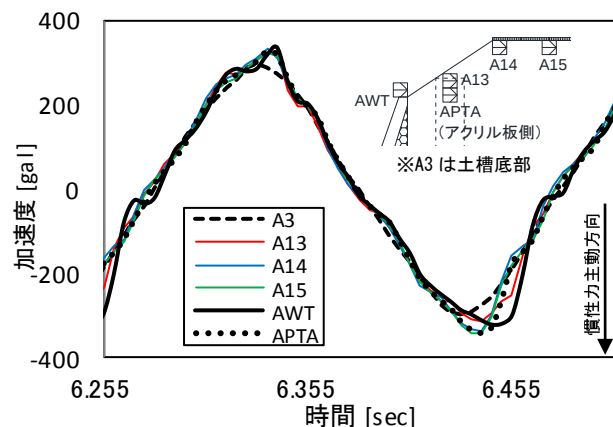


case2 (対策工: 499gal)

図-2 加振後の状況写真



case1 (無対策: 301gal)



case2 (対策工: 303gal)

図-3 応答加速度の時刻歴図

変位が発生し、400gal 加振時に擁壁上部で 30~40mm の残留変位が見られた。土留擁壁の前方への転倒過程には大きな差は見られなかった。

図-5 に盛土鉛直変位-入力加速度の関係を示す。case1 では 491gal 加振時に法肩近傍で 60mm 程度の比較的大きな沈下が見られたのに対し、case2 では最大 10mm 程度の沈下に抑えられている。これは、改良体が背面側の盛土の崩壊をある程度抑止していると考えられる。

#### 4. 考察

本論文では、盛土構造物を改良杭で補強する耐震補強工法に関する模型試験の結果を報告した。土留擁壁の転倒破壊のメカニズムは、主に土留擁壁自体に生じた慣性力によって壁面が前部に変位し、背面に設置されている栗石の沈下によって壁面の傾斜が進行したと考えられる。これは既往の研究結果<sup>2)</sup>と概ね一致する。また、盛土法面への改良体施工は、当初想定していた盛土・土留擁壁を一体として補強するというよりも、主として改良体背面の盛土の崩壊抑止効果があると考えられる。

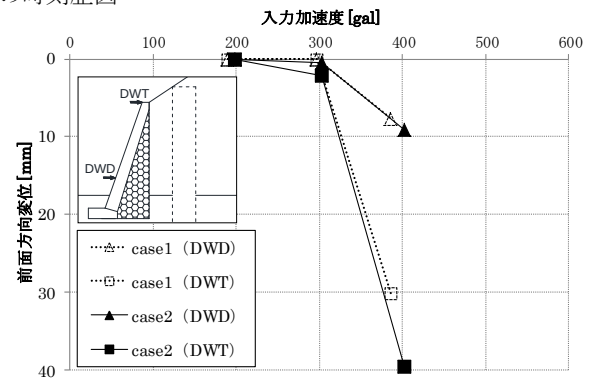


図-4 擁壁水平変位-入力加速度の関係

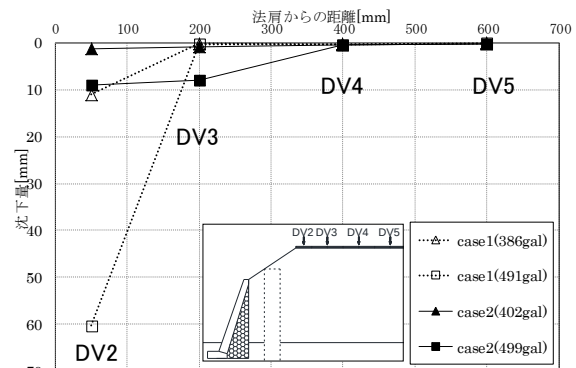


図-5 盛土鉛直変位-入力加速度の関係

#### 【参考文献】

- 1) 高山真揮, 渡邊康夫, 三上和久: 「改良杭で補強した模型盛土の振動試験」 土木学会第 68 回年次学術講演会講演概要集Ⅲ-051pp101-102, 2013.
- 2) 雪岡剛哲, 中島進, 阿部慶太, 江原季映, 窪田勇輝, 渡辺健治: 「地山補強材による既設もたれ壁の耐震対策に関する検討」 第 58 回地盤工学シンポジウム論文集, pp193-198, 2013, 11.