

数値解析による独立型壁面パネルを用いた地山補強土の耐震性の評価

補強土 耐震性 数値解析

名城大学
矢作建設工業（株）
（株）テクノサポート
（株）テクノサポート
名城大学

特別会員 ○ 史 一丹
正会員 武藤 裕久
正会員 西尾 信之
正会員 山根茉莉子
国際会員 小高 猛司

1. はじめに

近年、東日本大震災や熊本地震などの想定外の巨大地震が発生している。その中で、地山補強土工法は被災事例が少なく、高い耐震性が示されている。一方、その耐震性に関する研究事例は少なく、評価方法は確立されていないのが現状である。

本研究では、前面に独立型のプレキャストコンクリートパネルを有する地山補強土工法に着目し、耐震性について検証することとした。本報では、地山補強土工法の一般的な壁面勾配に加え、近年施工実績が増えている垂直壁面についてレベル1地震動に対する変形および補強材軸力挙動の検証を行った結果を示す。

2. 解析モデルと解析パラメータ

本解析で用いた地山補強土工法の一般構造図を図1に示す。本補強土工法の前面側には幅1.8m×高さ1.2mのプレキャストコンクリート製のパネル（以下、壁面材）、地盤内には芯材（鉄筋）とグラウト材からなる補強材を配置している。

本解析には汎用ソフト「PLAXIS-2D」を使用した。本研究では壁面勾配に着目し、1:0.5（以下、5分モデル）と1:0.0（以下、垂直モデル）の2断面の検証を行った。5分モデルの解析断面を図2に示す。補強土の高さは6.0m（1.2m×壁面材5段分）、補強材は壁面材の中央に配置し、各補強材長はすべて10mとした。なお、補強材と壁面材との角度は直角から10°下向きに傾けて配置している。垂直モデルも同様の条件で設定を行った。

次に、地盤および構成部材の解析パラメータを表1に示す。地盤の弾性係数 E は湿潤密度 ρ が 20kN/m^3 、 N 値が10程度を相当して 150MPa とした。また、内部摩擦角 ϕ を 30° 、粘着力 c を 30kN/m^2 、ダイレイタンスー角 ψ を 0° と仮定した。補強材は芯材とグラウト材で構成されるが、ここでは芯材のみをモデル化した。芯材はD25（有効断面積 $A=506.7\text{mm}^2$ ）を想定し、壁面材とともに板材でモデル化した。なお、補強材および壁面材と地盤の要素は同一要素とし、壁面材は独立構造とするため、1.2m間隔で10mmのクリアランスを設けて、上下の壁面材を連結させない構造とした。

本解析では図3に示す昭和53年宮城県沖地震開北橋周辺地盤上LG成分の地震波を用いた。この地震波の最大加速度は100gal程度である。また、解析では施工過程を考慮するために、1段あたり1.2mの掘削、壁面材および補強材の設置を繰り返し、所定の高さまで施工した後、動的解析を実施した。

3. 解析結果

加震後の鉛直変位のコンタ図を図4に示す。図に示すように5分および垂直モデルともに、補強材によって拘束された領域は沈下傾向にあり、5分モデルで最大4mm、垂直モデルで最大7mmであった。その沈下は壁面材付近が大きくな

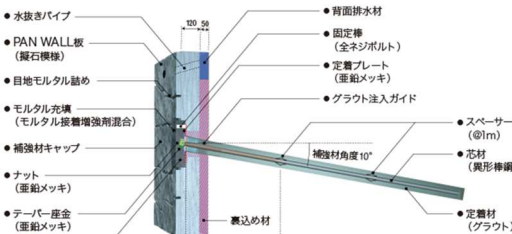


図1 地山補強土工法の一般構造図

(a) 地山全景図

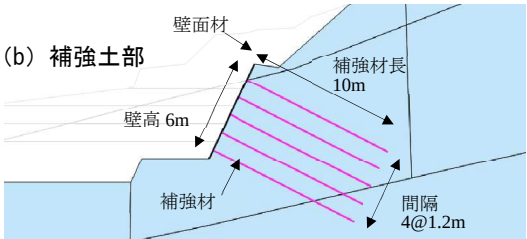
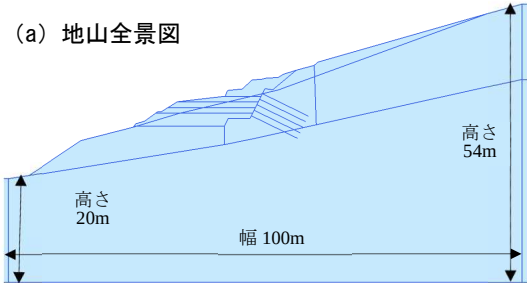


図2 5分モデルの解析断面

表1 解析パラメータ

地盤			地層1	
湿潤密度	kN/m^3	ρ	20	
弾性係数	MN/m^2	E	150	
ポアソン比		ν	0.3	
内部摩擦角	$^\circ$	ϕ	30	
粘着力	kN/m^2	c	30	
ダイレイタンスー角	$^\circ$	ψ	0	
構成材			壁面材	補強材
軸剛性	MN/m	EA	3750	103.9
曲げ剛性	$\text{kN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$	EI	7031	4.189
ポアソン比		ν	0.2	0.3

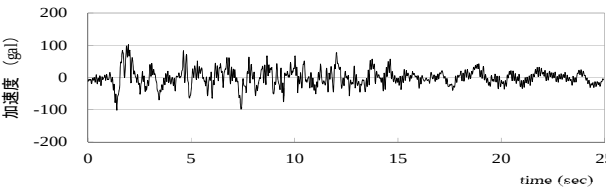


図3 使用した地震波形

る傾向にあった。一方で、補強土前面側に 30mm 程度地盤が浮き上がる傾向がみられた。この傾向は補強土の壁面勾配によらず発生しており、5 分モデルのほうがより大きくなる傾向がみられた。なお、加震後の壁面材の転倒量（補強土下部と上部の相対変位量）は 5 分モデルで 1mm、垂直モデルで 4mm であった。

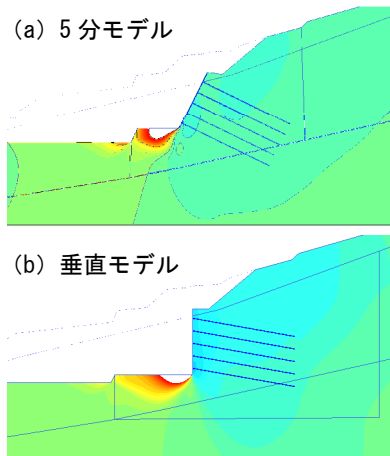


図 4 鉛直変位のコンタ図

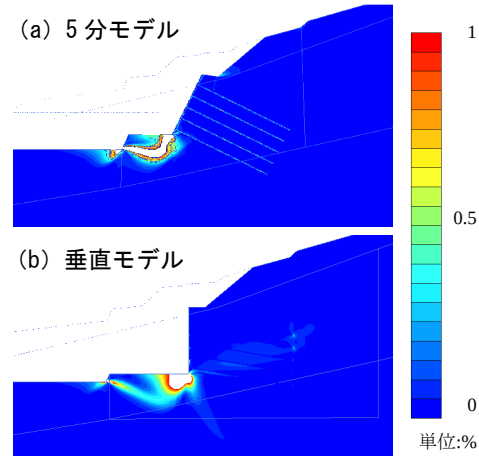


図 5 偏差ひずみのコンタ図

次に、加震後の偏差ひずみ分布のコンタ図を図 5 に示す。5 分モデルでは補強領域に大きな偏差ひずみは発生しないものの、補強土前面側に大きな偏差ひずみが発生する傾向がみられる。一方、垂直モデルでは最下段の補強材付近にわずかな偏差ひずみが発生する傾向がみられ、5 分モデルと同様に、補強土前面側には大きな偏差ひずみが発生する傾向がみられた。補強土前面の偏差ひずみは地盤の浮き上がり起因するものであり、補強領域の偏差ひずみが小さいことから、補強土の安定に影響を及ぼすものではないと考えられる。

次に、加震前後の補強材軸力分布を図 6、図 7 に示す。補強材軸力は壁面勾配によらず、加震前と比較し、加震後は増加する傾向にある。5 分モデルでは 1～4 段目の加震後の補強材軸力の最大値は 50kN/m 程度であるのに比べ、最下段の補強材軸力は 100kN/m と大きく、壁面材近傍に発生している。垂直モデルにおいても同様の傾向がみられる。この結果は、壁面材や補強材と地盤要素を一体として解析を行っているため、補強材（板材）に曲げ応力が作用したことなどが影響していると考えられる。なお、実際の構造では、アンカー材であり、曲げ変形による影響は小さいと考えられる。

最後に、補強材軸力の最大発生位置の関係を図 8 に示す。補強材軸力の最大発生位置をつなぐとすべり線を想定することができる。図に示すようにすべり線は壁面勾配によらず、ほぼ一致する傾向を示した。また、すべる土塊（土量）が大きい垂直モデルのほうが 5 分モデルより大きな補強材抵抗力が必要となる。この結果は図 6、図 7 に示す垂直モデルの補強材軸力のほうが 5 分モデルの補強材軸力より大きくなる結果と一致している。

4. まとめ

本報では、独立型壁面パネルを有する地山補強土工法におけるレベル 1 地震動に対する耐震性について検証を行った。その結果、補強材長が 10m の場合、壁面勾配を急勾配化することで変形量や偏差ひずみ量、補強材軸力は大きくなる傾向がみられた。今後は、加震中における補強材が地盤の安定性に及ぼす効果を明確化するとともに、レベル 2 地震動に対する耐震性能を検証していく予定である。

参考文献

1) PAN WALL 工法協会：PAN WALL 工法設計施工マニュアル。

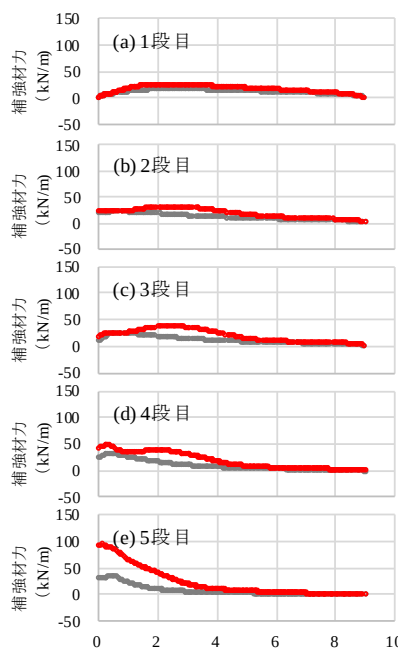


図 6 補強材軸力の分布
(5分モデル)

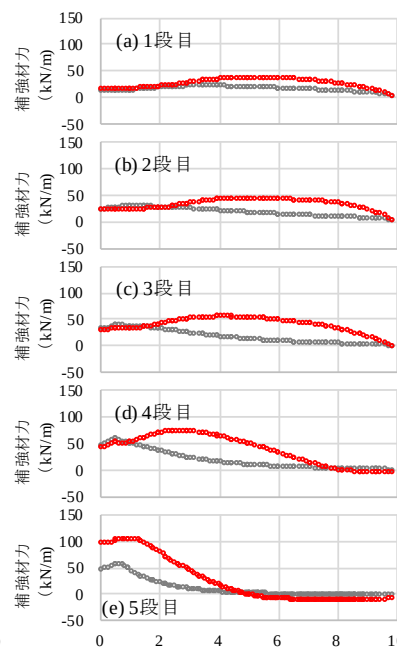


図 7 補強材軸力の分布
(垂直モデル)

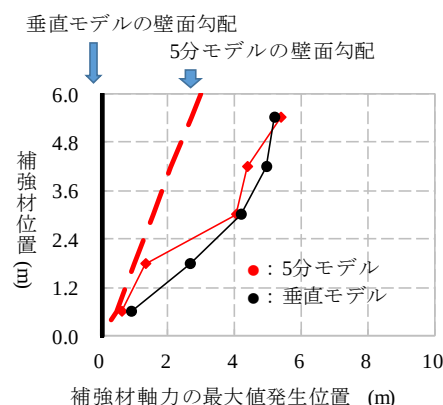


図 8 最大補強材軸力の発生位置