

# 補強土壁の壁面の変位と健全性評価

間瀬利明・澤松俊寿・小出央人・須田悠尽

## 1. はじめに

補強土壁は、盛土内に敷設した補強材（鋼材、ジオシンセティクス等）と鉛直または鉛直に近い分割された壁面材（鉄筋コンクリート、鋼製枠等）とを連結し、壁面材に作用する土圧と補強材の引抜き抵抗力が釣り合いを保つことにより、土留め壁として安定を保つ土工構造物である。低コスト・高い施工性で急勾配な盛土のり面を建設する工法としてのニーズが高く、広く適用されている。一方で、通常の盛土に比べれば構造が複雑で、また、規模が大きく重要度の高い箇所に適用されることも多いことから、効率的な維持管理手法の開発に優先的に取り組むべき構造物といえる。補強土壁は、補強材と壁面材と盛土材が相互に力を伝達するために完成後もある程度の変形を伴うことがあるが、適切な設計・施工がなされた場合にはその変形は限定的であり、構造的な安定に支障が生じることはない。しかし、せん断強度の小さい盛土材や締固め不足、強い地震動の作用等によって、壁面の前倒れ・はらみ出し、壁面材の損傷等が生じることがあり、その程度が大きいと補強土壁が安定を保持できなくなる。地震動の作用を受ける補強土壁の健全性評価に関する研究の一例としてはIzawa and Kuwano<sup>1)</sup>があり、地震動を受けた補強土壁の盛土材にすべり線が発生したときの下部の壁面材の回転変位と、盛土材の三軸圧縮試験で得られる最大せん断ひずみの間に相関があるとしている。これは、壁面の変位は盛土材のせん断変形に起因する補強領域を通るすべりに関連していることを意味している。本報はこれを参考に、補強土壁の内部を通るすべりに対する健全性評価手法を実験的に検討したものである。

## 2. 動的遠心模型実験の方法

動的遠心模型実験の方法の概要を示す。詳細については参考文献<sup>2)</sup>を参照されたい。補強土壁の

補強メカニズムに関する重要な構成要素である補強材、盛土材等に着目し、これらの条件が極力多様となるように既往の実験結果<sup>2)</sup>を含めた全11ケースを分析に使用した（表-1）。実験には有効回転半径が6.6 mで振動台を備えた遠心力载荷試験装置を用いた。補強材は面状及び帯状の2種類とし、面状補強材（GG）には高密度ポリエチレン（HDPE）製ジオグリッドを、帯状補強材（SS）にはリン青銅を使用した。壁面材は、補強材がSSのケースでは鉄筋コンクリート製のパネルを、補強材がGGのケースでは鋼製枠を想定した模型をそれぞれ使用した。入力地震動については、2Hzの正弦波20波を1つの载荷ステップとしその振幅を補強土壁模型が終局的な状態となるまで漸増させていく形式を基本とした。加振中に壁面の水平変位、盛土材の加速度、補強材のひずみ等を測定した。また、画像解析（PTV）により盛土材のひずみを算出した。

## 3. 補強土壁の内部を通るすべりに関する状態の限界点とその評価手法

動的遠心模型実験結果に基づいて、地震動を受ける補強土壁の変状の特徴を概観した後に、補強土壁の内部を通るすべりに関する挙動を応答加速度と変位関係から観察し、すべり始める状態を工学的に定義する。さらに、すべり始める状態を盛

表-1 分析に使用した実験ケース

実験 ケース	盛土材*	補強材		備考
		材料**	長さ(m)	
GW20	珪砂7号	GG-A	6.0	
GW21	珪砂7号	GG-A	2.3	
GW24	GB	GG-A	3.1	
GW25	GB+珪砂7号	GG-A	3.1	
GW27	豊浦砂	GG-A	3.1	
GW29	珪砂7号	GG-B	3.1	
GW31	珪砂7号	GG-A	3.1	
SS03	珪砂7号	SS	4.0	
SS04	珪砂7号	SS	4.0	嵩上げ盛土
SS05	珪砂7号	SS(滑面)	4.0	
SS06	珪砂7号	SS	4.0	補強材間隔が密な条件

\*GB:ガラスビーズ、\*\*AとBでは剛性が異なる

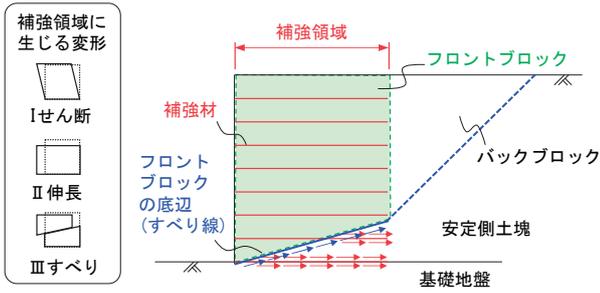


図-1 内部を通るすべりの形態の模式図

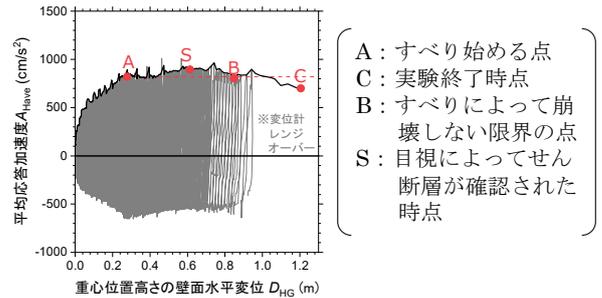


図-3 フロントブロックの重心位置高さの壁面水平変位—平均応答加速度関係(SS06)

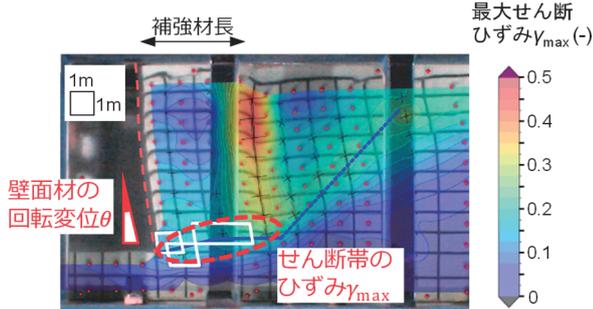


図-2 フロントブロックにせん断層が確認された時点の最大せん断ひずみコンター図(SS06)

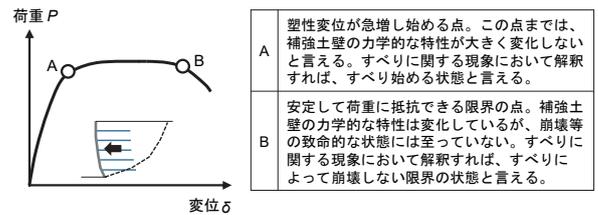


図-4 水平力を受ける補強土壁の荷重—変位関係の模式図

土材の力学試験結果と関連づけて定量的に評価する手法を検討する。

### 3.1 地震動を受ける補強土壁の変状の進展

通常、地震動により補強領域に生じる変形はIせん断変形、II伸長変形及びIIIすべり変形によって構成される。特に変形の初期にはIが主体でありIIの割合は小さくいったんすべりが生じるとIIIが優勢となる。極端に小さい抵抗の補強材を配置した場合を除き、補強領域の背面のすべり（図-1中の青破線）と下段の補強材をまたいで補強領域を通るすべり（図-1中の青実線）が生じる。外形上は天端の沈下及び壁面のはらみだしが生じる。このときの壁面材の回転変位は、下段の壁面材ほど大きい傾向にあった。本研究では図-2の壁面材の回転変位 $\theta$ とすべり線周辺の盛土材の最大せん断ひずみ $\gamma_{max}$ に着目した。図-2は、目視によって補強領域にすべり線を確認した時点の最大せん断ひずみ $\gamma_{max}$ 分布を例示したものである。

### 3.2 荷重変位曲線上の限界点の評価

#### 3.2.1 骨格曲線

すべりに関する補強土壁の健全性を評価するためには、その挙動の限界点を設定しこれを目安とすることが合理的である。挙動の限界を定めるためには、まず作用（慣性力）の影響が増大するにつれて補強土壁の応答（状態）がどのように変化していくのかを連続的に把握する必要がある。こ

こでは、図-1に示すフロントブロックの平均応答加速度と重心位置の水平変位で代表することとした。図-3はこれらの関係の例であり、履歴曲線を灰色線で、包絡線を黒線で示している。以後、この包絡線を骨格曲線と呼ぶこととする。骨格曲線に着目すれば、最初は平均応答加速度の増加に対して水平変位も漸増するが、徐々に水平変位の増加が顕著になり、最後には応答加速度は増加せず水平変位だけが増加する傾向にあった。以上のような傾向の模試図を描けば、図-4のとおりである。

#### 3.2.2 限界点としてのすべり始める状態（A点）

粒状体である土には鉄やコンクリートと違い本質的に弾性範囲が存在せず、また補強土壁等の土工構造物は、建設後から緩やかに変形しつつ安定を保つことで目的とする構造物としての用に供されている。このことから、挙動の限界点として塑性変位が急増し始める図-4のA点を設定するという方法が考えられる。A点に達する前にも塑性変位は生じているものの、A点以降に生じる塑性変位の大きさに比べれば限定的であることから、工学的にはA点までの範囲であれば補強土壁の力学的な特性に大きな変化は生じていないと考えられる。A点をすべりに関する現象に当てはめれば“すべり始める状態”と言える。

#### 3.2.3 すべり始める状態（A点）の評価方法

A点を荷重—変位曲線の初期勾配から2次勾配へ移行する点と考えれば、この点を見つける手段

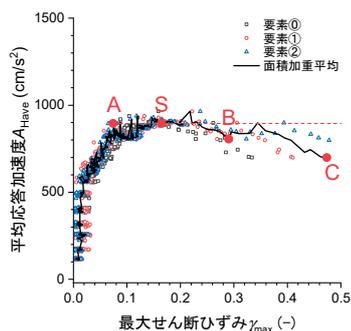


図-5 フロントブロックの底辺をまたぐ要素の最大せん断ひずみ-平均応答加速度関係(SS06)

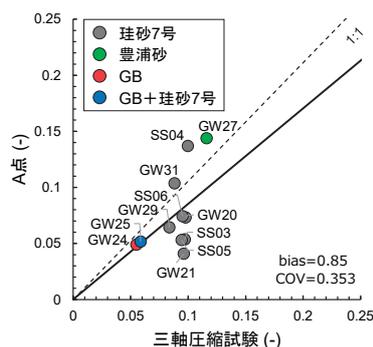


図-6 A点でのフロントブロックの底辺の盛土材のひずみ[縦軸]と三軸圧縮試験結果[横軸]の比較

としては、荷重-変位曲線を観察し変位が急増する点を見つけ出す方法がある。例えば、一般的な圧密試験において圧密降伏応力を特定する方法がこれにあたる。本研究でもこの方法でA点を評価することとし、平均加速度と水平変位の関係を両対数軸で表記し、骨格曲線に沿う2本の直線の交点を読み取ってこれをA点とした。このようにして求めたA点を図-3の骨格曲線上に示した。

### 3.3 すべり始める状態 (A点) での盛土材のひずみの評価

#### 3.3.1 平均応答加速度-盛土材のひずみ

図-5は振動応答のピーク時におけるフロントブロックの底辺となるすべり線(図-1の青実線)をまたぐ画像解析の要素(図-1の白枠)の最大せん断ひずみと応答加速度の関係の例である。図-5には3.2.3項で水平変位-平均応答加速度の関係から特定したA点のほか、B点、C点及びS点(図-3参照)を併記した。図-5の曲線の形状と図-3の骨格曲線の形状を比べれば、曲線の形状やA点との位置関係を含めて両者は類似している。したがって、フロントブロックの状態は、フロントブロック底辺の盛土材の状態で代表できると考えられる。

#### 3.3.2 A点の盛土材の最大せん断ひずみの評価

A点におけるフロントブロック底辺の盛土材のせん断ひずみを評価する手法を検討するために、遠心模型実験の結果と盛土材の力学試験結果の関係を比較する。盛土材のせん断試験には様々なものがあるが、本研究では実務における汎用性を考慮して三軸圧縮試験の結果を基に検討した。A点の状態ではフロントブロック底辺の周辺の盛土材は局所的には主応力比Rが最大となるとときに近い

水準のひずみが生じていると考えられるため、三軸圧縮試験で得られる主応力比Rが最大の時の最大せん断ひずみ $\gamma_{max}^{TC}|_{q_{max}}$ に着目した。図-6は $\gamma_{max}^{TC}|_{q_{max}}$ と、遠心模型実験11ケースについて図-5の処理で得たA点の最大せん断ひずみ $\gamma_{max}^{MSE}|_A$ の関係を示した。図-6より、 $\gamma_{max}^{MSE}|_A$ と $\gamma_{max}^{TC}|_{q_{max}}$ の関係はbias(傾き)が0.85、COV(変動係数)が0.353であり一定の相関が認められる。以上の結果より、フロントブロックのすべりに関するA点の状態はフロントブロック底辺の盛土材のA点に対応する状態で代表でき、さらにA点での盛土材の最大せん断ひずみ $\gamma_{max}^{CMT}|_A$ は三軸圧縮試験で得た主応力比Rが最大の時の最大せん断ひずみ $\gamma_{max}^{TC}|_{q_{max}}$ によって評価できると考えられる。

## 4. すべりに関する盛土材の状態を壁面材の回転変位で表現する手法

補強土壁のすべりに関する状態を外観から評価できるようにするために、補強領域の盛土材の状態を下段の壁面材の回転変位で表現する手法を検討する。Bransby and Milligan<sup>9)</sup>は、自立式山留め壁が変形した際の裏込め土のひずみを予測するために、壁面の回転変位と裏込め土の最大せん断ひずみの関係の理論解を導出した。この考え方を補強土壁のフロントブロックに拡張し、壁面材の回転変位 $\theta$ と盛土材の最大せん断ひずみ $\gamma_{max}$ の関係を次式のように定式化した。なお、式の誘導過程の詳細や妥当性の検証結果については参考文献<sup>9)</sup>を参照されたい。

$$\theta = C_1 \gamma_{max} \quad \dots(1)$$

$$C_1 = \cos \alpha_F \cos(\alpha_F - \nu) \quad \dots(2)$$

ここに、 $\alpha_F$ はフロントブロックの底辺の角度、 $\nu$ はポアソン比である。 $C_1$ は外形上の変位と内部の変形を関連付ける係数である。

## 5. すべりに関する健全性評価への活用

A点を対象にすべりに関する補強土壁の健全性の目安を得る手法を提案する。まず、式(1)よりA点におけるフロントブロック底辺の盛土材の最大せん断ひずみ $\gamma_{max}^{MSE}|_A$ と壁面材の回転変位 $\theta|_A$ を表

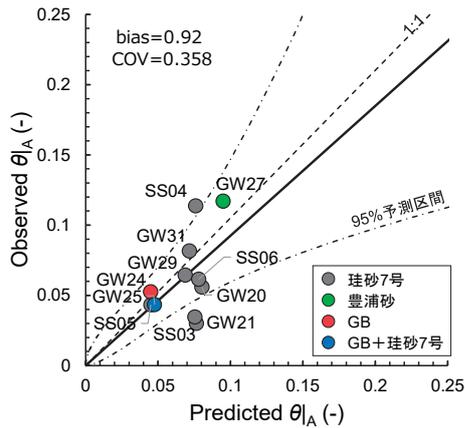


図-7 A点における壁面材の回転変位 $\theta|_A$ の予測値と実験値の関係

せば式(3)のとおりであり、これを三軸圧縮試験で得た主応力比 $R$ が最大の時の最大せん断ひずみ $\gamma_{max}^{TC}|_{qmax}$ を含むように変形すれば、式(4)のとおりである。

$$\theta|_A = C_1 \cdot \gamma_{max}^{MSE}|_A \quad \dots(3)$$

$$\theta|_A = C_1 \cdot \frac{\gamma_{max}^{MSE}|_A}{\gamma_{max}^{TC}|_{qmax}} \gamma_{max}^{TC}|_{qmax} \quad \dots(4)$$

$$= C_1 \cdot C_2 \cdot \gamma_{max}^{TC}|_{qmax}$$

ここで、 $C_2$ はフロントブロック底辺の盛土材の最大せん断ひずみと三軸圧縮試験で得た主応力比 $R$ が最大の時の最大せん断ひずみを関連づける係数で、図-6によれば両者の変換によって生じる誤差を考慮し平均的には0.85と設定することができる。式(4)の意味するところは、補強土壁がすべり始める状態(A点)を、係数 $C_2$ によって三軸圧縮試験結果と関連付け、さらに係数 $C_1$ によって壁面材の回転変位で表現するということである。

図-7は、遠心模型実験で得たA点における壁面材の回転変位を縦軸に、これに対応する条件について式(4)によって算出した壁面材の回転変位を横軸にとったものである。予測値に対する観測値の**bias**は0.92、**COV**は0.358であった。補強土壁がすべり始めているか否か評価するうえでは、最

下段の壁面材の回転変位 $\theta$ を角度計等で測定し、 $\theta|_A$ と比べることで、補強土壁のすべりに関する健全性の閾値としての一定の目安を得ることができると考えられる。なお、この手法は理想的な条件で実施した実験結果に基づいたものである。したがって、実用上の有効性については引続き評価していく必要があり、実際の変状事例に対して適用するなど、データを蓄積していく必要がある。

## 6. まとめ

本報では、地震動を受ける補強土壁に関して、補強土壁の内部を通るすべりが生じ始める状態を、平均的な応答加速度と重心位置の水平変位の関係の特徴点から工学的に定義し、その状態を盛土材の三軸圧縮試験から得られる最大せん断ひずみと関連付けて評価するモデルを作成した。さらに、これを下段の壁面材の回転変位で表現するための理論解を定式化した。これにより、点検等において容易に計測可能な下段の壁面材の回転変位から、補強土壁がすべり始める状態に至っているかを判定する一手法を提案した。ただし、この手法は理想的な条件で実施した遠心模型実験結果に基づいたものであり、今後も実用上の有効性について評価していく必要がある。

## 参考文献

- 1) J. Izawa and J. Kuwano: Evaluation of extent of damage to geogrid reinforced soil walls subjected to earthquakes, *Soils and Foundations&F*, Vol.51, No.5, pp.945-958, 2011
- 2) 佐々木ほか：補強土壁の耐震性に関する動的遠心模型実験、土木研究所資料、第4335号、2016
- 3) Bransby, P. L. and Milligan, G. W. E.: Soil deformations near cantilever sheet pile walls, *geotechnique*, Vol. 25, No.2, pp. 175-195, 1975.
- 4) 澤松ほか：補強土壁の補強領域のせん断ひずみと壁面材の回転変位の関係の定式化、第77回土木学会年次学術講演会概要集、2022

間瀬利明



土木研究所 地質・地盤研究グループ施工技術チーム 首席研究員  
MABUCHI Toshiaki

澤松俊寿



土木研究所 地質・地盤研究グループ施工技術チーム 主任研究員  
SAWAMATSU Toshikazu

小出央人



土木研究所 地質・地盤研究グループ施工技術チーム 研究員  
KOIDE Hiroto

須田悠尽



土木研究所 地質・地盤研究グループ施工技術チーム 交流研究員  
SUDA Yujin