

壁面変位による補強土壁の健全性評価に関する一考察

土木研究所 正会員○佐藤 登 正会員 澤松 俊寿
正会員 新田 武彦 正会員 宮武 裕昭

1. はじめに

道路土工構造物は、適切に設計・施工を行えば、緩やかに変形をしつつ安定を保つ構造物である。補強土壁を含む道路土工構造物の多くは、現行設計法では変形を考慮しない極限釣り合いに基づく照査を行っているため、変状が発生した際の健全性を評価することが難しいのが現状である。ここで、分割パネルを有する補強土壁の地震動等による変状として、壁面がはらみだすような変形モードが確認されている。本論文では、補強土壁の地震後の壁面の変位量に基づく健全性の評価を目的として検討を行った。具体的には、既往の模型実験結果と実被害事例について、補強土壁の下部壁面材の傾斜度と補強土壁の内部のすべりの発生状況を関連づけて検討を行った。

2. 補強土壁の壁面の変位のモード

これまでの地震後等の現地調査結果に基づき、補強土壁の変形モードを分類すると、図-1に示すとおりとなる。このうち、地震外力により比較的大きな変形が生じたものの変形モードは、(1)はらみだしが多い傾向にある。この変形モードは、既往の模型実験結果¹⁾においても確認されており、最下段壁面材の傾斜が顕著となる特徴がある。そこで、補強土壁の健全性の評価をするために、補強土壁の最下段壁面材の傾斜度に着目した。

3. 模型実験および実被害事例に基づく変状モードの分析

(1) 分析の方法

井澤ら¹⁾は、分割パネルを有する補強土壁の健全性評価について遠心傾斜台模型実験結果に基づき、土のせん断ひずみ $\gamma_{\max}$ から補強土壁にすべり線が発生する時の最下段壁面材の傾斜度 θ_{cr} の関係を式 (1) のように提案している。

$$\gamma_{\max} = 2\theta_{cr} \quad (1)$$

本論文では、様々な条件のもとで実施された既往の実験結果及び実被害事例を対象に、最下段壁面材の傾斜度 θ と、三軸圧縮試験による最大せん断ひずみ $\gamma_{\max}$ より得られる限界角度 θ_{cr} を整理した。また、地震により実際に被害を受けた補強土壁の調査結果についても同様に整理した。分析対象の諸元を表-1に示す。各ケースの地震外力の作用条件は、傾斜台による擬似的な水平力あるいは正弦波、地震波による加振又は両者を組み合わせたものなど、異なるものである。遠心振動台と実大振動台の加振はステップ加振を行い、最大加速度を徐々に増加させることを基本としている。各実験の詳細な条件については、参考文献を参照されたい。対象とした

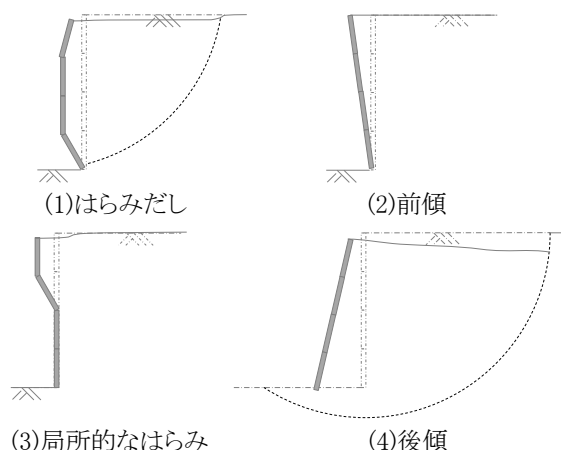


図-1 補強土壁の主な変形モード

表-1 分析対象の諸元

補強土壁の概要				盛土材※2					限界水平震度※3	最大加速度a _{max} ※4	計測角度θ		
CASE	区分		補強材	壁高※1 (m)	土質	γ _t (kN/m ³)	c (kN/m ²)	φ (deg)	γ _{max} (%)	k _{hcr}	(gal)	(%)	
1	-1 -2	遠心傾斜台実験	ジオテキスタイル	7.5	豊浦砂	15.5	0	43.0	6.2	0.12	467	9.2%	井澤ら ¹⁾
				7.5	珪砂5号	14.5	0	46.4	5.7	0.19	498	9.9%	
2	-1 -2 -3	遠心振動台実験	ジオテキスタイル	8.0	珪砂7号	15.5	0	44.0	10.7	0.38	1202	12.8%	藤田ら ²⁾
				8.0	珪砂7号	14.4	0	38.0	11.9	0.29	1172	30.4%	
				8.0	珪砂7号	15.5	0	44、38(表層1m)	10.7	0.38	1144	14.9%	
3	-1 -2	遠心振動台実験	鋼製帯状補強材	7.5	珪砂7号	14.8	0	40.7	11.0	0.41	1431	18.1%	大谷ら ³⁾
				7.5	珪砂7号	14.8	0	40.7	11.0	0.55	2169	4.8%	
4	実大振動台実験		鋼製帯状補強材	6.0	SM	13.44	0	34.4	21.3	0.27	151	0.19%	
5	実被害事例		鋼製帯状補強材	4.5-7.5	SG-F	19.3	2.03	41.7	20.3	0.22-0.23	764	2.6%-36.1%	

※1遠心模型実験の壁高は、実大換算した値

※2盛土材のc, ϕ , $\gamma_{\max}$ は、三軸圧縮試験から求めた値

※3限界水平震度は、全体安定検討(円弧すべり)の安全率が1.0となる時の水平震度

※4傾斜台実験は、傾斜角度 θ より換算した水平震度に重力加速度を乗じた値、遠心振動台実験の最大加速度は、入力加速度を実大換算した値、実被害事例では、最大加速度の推定式⁹⁾より求めた値

※5詳細な実験条件については、参考文献を参照されたい

キーワード：補強土壁 健全度評価 模型実験

連絡先：〒305-0516 茨城県つくば市南原 1-6 国立研究開発法人 土木研究所 TEL 029-879-6759

補強土壁は、補強材長、盛土材等の条件から耐震性が異なる。井澤ら¹⁾は、補強領域内部を通過するすべりが発生した結果、最下段壁面材が傾斜するとしている。従って本論文では、現行の設計基準に基づき補強領域内部を通過するすべりの安全率が1となる時の水平震度(限界水平震度 k_{hcr})を算出し、分析対象の補強土壁の耐震性を k_{hcr} で代表させた。また、安定計算に用いた模型の土質定数 c , ϕ , γ_{max} については、三軸圧縮試験結果により得られた値を用いた。

(2) 分析の結果

図-2 に k_{hcr} と θ/θ_{cr} の関係を示す。図の縦軸は、測定された θ に式(1)から求めた θ_{cr} で除した値として θ/θ_{cr} を示している。即ち式(1)に基づく θ/θ_{cr} が1以上であれば補強領域内部にすべりが発生し始める事となる。また、最終ステップは実験の最終の加振ステップを示している。図-2 より、模型実験である CASE1~3 では、 θ/θ_{cr} は異なる k_{hcr} においてもすべりはじめは θ/θ_{cr} が1付近で多くを占めており、1 を大きく下回るようなケースは無かった。また、 k_{hcr} が0.3以上では、補強領域背面にすべりが入る傾向が認められたが、CASE2-2, 2-3などは、 θ/θ_{cr} が2.5程度で補強領域背面にすべりが発生している。これは、盛土材の締固め密度が $Dr=60\%$ と緩詰めであったことなどが影響している可能性があるが、今後詳細な検討が必要である。

図-3 に θ/θ_{cr} と地震外力の関係を示す。地震外力は補強土壁の k_{hcr} で除した値 $(a_{max}/g)/k_{hcr}$ (g :重力加速度)で示し、補強土壁の設計上の耐震性に対してどの程度の地震動が作用したかを表している。模型実験と実被害事例の $(a_{max}/g)/k_{hcr}$ は、2.5~4程度であり、模型実験では2.5を超えた付近からすべりが入ることが分かる。 θ/θ_{cr} は1付近においてすべりが発生しており、最終ステップにおいては、少なくとも2.8~4.5までは崩壊には至らない場合があることが確認された。また、実被害事例の CASE5 については、 θ/θ_{cr} は0.2~3.5の範囲で分布している。実被害事例のため、補強領域内部の状況は直接的には確認できないが、 θ/θ_{cr} が3.5の箇所では、上面路面に数 cm の段差が確認されていることから、盛土内部にすべりが発生しているものと考えられる。

4. まとめ

分割パネルを有する補強土壁の既往の模型実験結果と、補強土壁の実被害事例を、 γ_{max} から得られる θ_{cr} と k_{hcr} により整理した。その結果、 θ/θ_{cr} が1付近ですべりが発生するものが多くを占めており、1 を大きく下回るところですべりが発生するものは無いことが確認された。補強土壁の健全性を評価する上で、最下段壁面材の傾斜度を測定することは重要である。本手法検証のため、今後も更なるデータの蓄積が必要であると考えられる。

【参考文献】1)壁面変位を用いた補強土擁壁の地震時損傷度評価、井澤淳・桑野二郎、ジオシンセティックス論文集,2007 2)補強土壁の壁面変形による健全性評価手法提案のための動的遠心模型実験、藤田 智弘・藪 雅行・林 豪人・小橋 秀俊、第46回地盤工学研究発表会,2011 3)鋼製帯状補強土壁工法の動的遠心模型実験による耐震性評価、大谷 義則・石原 雅規、第48回地盤工学研究発表会,2013 4)断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式、司 宏俊、翠川 三郎、日本建築学会構造系論文集,1999

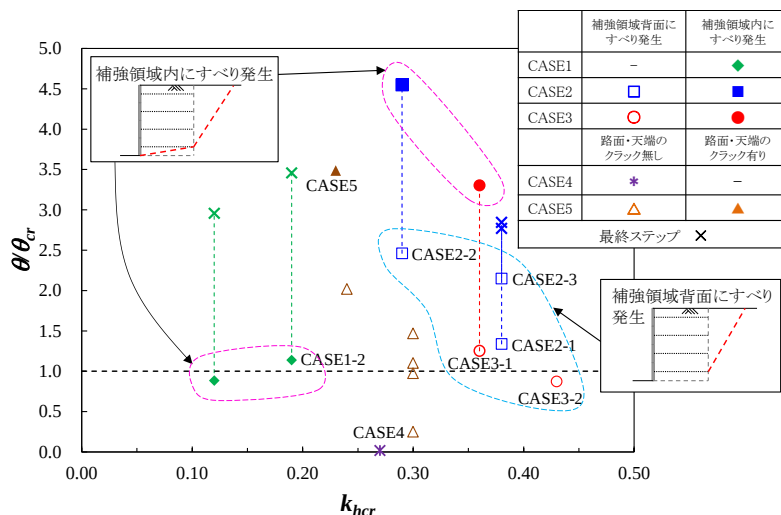


図-2 限界角度と k_{hcr} の関係

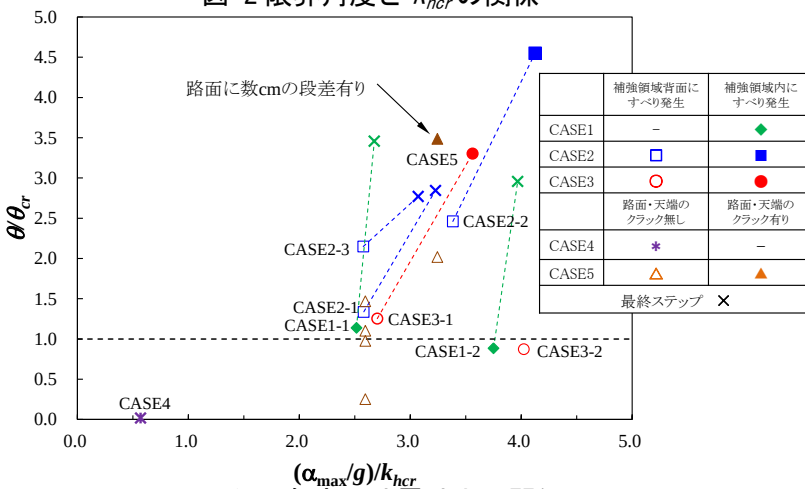


図-3 限界角度と地震外力の関係