

橋台取り付け部の補強土壁の地震時土圧特性について

豊田工業高等専門学校 正会員 ○小林 睦
岡三リビック 正会員 小浪岳治, 林 豪人
豊田工業高等専門学校 非会員 田口穂乃佳

1. はじめに

補強土壁は柔軟な構造物であるため地震時の被災事例が少ないことから、耐振性が高いと認識されている。ところが、このことから地震時挙動が明確であるとは必ずしもいえず、特に橋台取り付け部において補強土壁を適用するためには、地震時性能を明示することが重要であるといえる。地震被災後の緊急輸送路としての機能を発揮させるためには、段差が生じ得るかどうかの性能規定に加えて、補強土壁に起因した土圧が地震時に橋台に与える影響を明らかにしていく必要がある。一方で、補強土壁における壁面材と補強材で構成される補強領域は、地震時に一体となって挙動することが明らかにされている¹⁾ものの、補強土壁がいわゆる横方向に振動する場合の挙動については未解明な点が多い。そこで本研究では、普通盛土の場合と土圧挙動を比較することで補強土壁の地震時土圧特性に関する知見を得ることを目的として、橋台に隣接する補強土壁をモデリングした模型加振実験を行ったので以下に報告する。

2. 遠心力場加振実験

一連の加振実験は、50Gの遠心加速度場で実施した。図1に模型地盤概要を示す。橋台モデルに補強土壁を隣接させる場合は、橋軸方向に壁面パネルを4列、8段積みとして壁高8mの補強土壁の半断面をモデリングした。壁面パネル固定ナットと模型土槽との間には3mm程度の隙間(壁面パネル前面からは5mm)を設けて、補強土壁奥行き方向の変位を拘束しないようにしている。一方、橋軸方向には、橋台モデルおよび補強土壁に接するように硬質ウレタンフォーム、軟質ウレタンフォームを組み合わせた緩衝材を設置している。この緩衝材によって、補強土壁を既定の寸法で作製できるようにしている。補強土壁の裏込め地盤は、含水比10%に調整した豊浦珪砂を所定の相対密度になるようにタイバー敷設層ごとに締め固めて作製した。普通盛土をモデリングする場合、奥行き方向に十分な長さが確保できないのでり

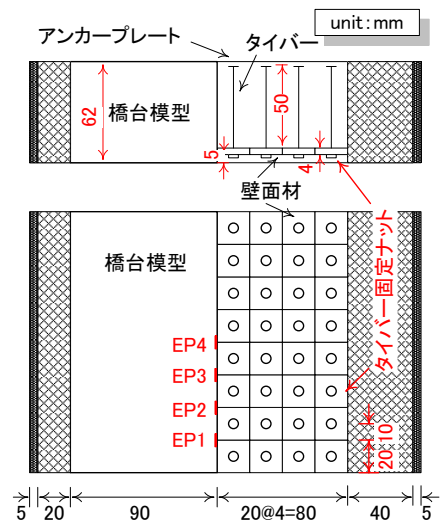


図1 模型地盤概要

面の成型はせず、補強土壁模型を作製するときと同様に土槽と5mmの隙間を設けるようにスペーサーを用いて締め固め後、この隙間に緩衝材として軟質ウレタンフォームを差し込んだ。遠心力载荷中に伴う自重応力の増加によって盛土が崩壊することは許容している。橋台模型には、補強土壁の下部から壁面パネル接続位置4層目まで4つの小型圧力計EPを設置している。

模型地盤相対密度は65, 90% (乾燥密度 1.521, 1.608g/cm³, 内部摩擦角 38, 42度) の2種類として、模型地盤に50Gの遠心加速度を付与したのちに、実規模換算で加速度振幅 2m/s², 加振周期 1秒の地震波を20波与えた。実験コードは、相対密度の後に続く記号Aを補強土壁とし、Eを普通盛土とする。

3. 相対密度の違いによる地震時土圧特性

図2~5に、各実験ケースにおける加振前後および地震時最大土圧分布図を示す。図中には、多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル²⁾に基づいた主働土圧EP_aおよび地震時土圧EP_e, Jakyの静止土圧EP_{rest}を併記している。これより、相対密度が65%のケースにおいて、加振後に土圧が残留したままになっている

キーワード 補強土壁, 遠心模型実験, 地震, 橋台

連絡先 〒471-0065 愛知県豊田市栄生町2-1 豊田工業高等専門学校環境都市工学科

ことが指摘できる。また、その残留土圧が静止土圧と同程度になっていることが分かる。この残留土圧は、遠心力载荷を中止して再载荷すると消失することが確認できている。

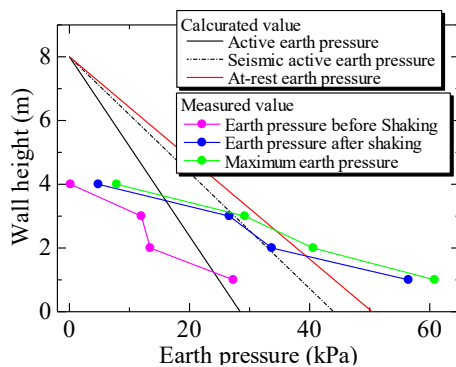


図2 土圧分布(D65E)

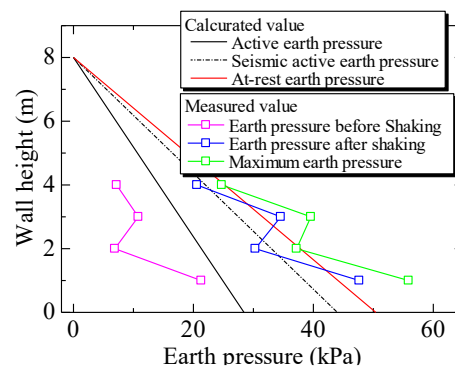


図3 土圧分布(D65A)

また、図6に実験中に撮影した画像より加振前後の補強土壁上部を切り取ったものを示す。画像より、加振に伴って裏込め地盤が沈下していることが確認できる。このことから、これらのケースでは相対密度が大きくないことから地震動によって地盤のゆすり込み沈下が生じ、さらに模型地盤および橋台と土槽との間にある緩衝材としての硬質ウレタンフォームにより地盤の変

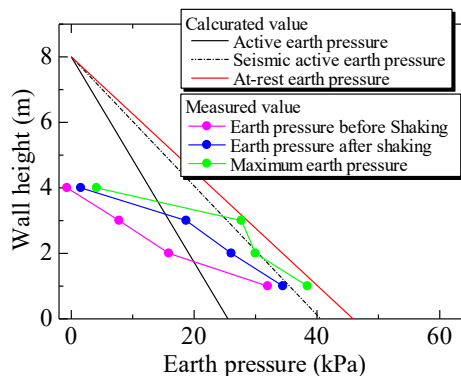


図4 土圧分布(D90E)

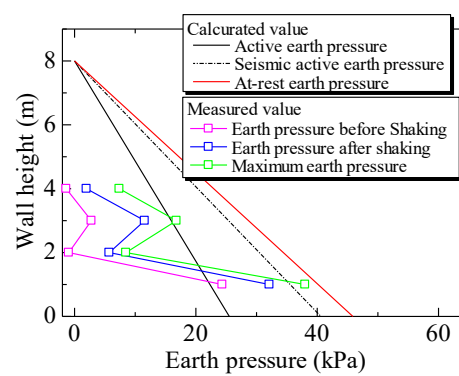
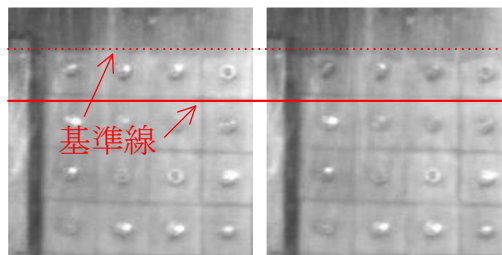


図5 土圧分布(D90A)

形が拘束されたことに起因して静止土圧状態に至ったものと推察される。ただし、橋台取り付け部に普通盛土が施工される場合、橋軸方向の変形は拘束されることにはなるものの、橋軸に直交する方向は盛りこぼしてのり面を成型するために変形が許容され、静止土圧状態になることは考えにくい。一方で、補強土壁の場合は壁面パネルと補強材で構成される補強領域が拘束されることになるために、通常の主動土圧とは異なる可能性が考えられる。ところが、相対密度が90%の両ケースにおいては、地震動による土圧の残留値が大きくないことが指摘でき、裏込め地盤の締め固め度が適切に管理されている場合は、ゆすり込み沈下が抑制されるのでD65Aのケースのような地震後に土圧が残留することはないと考えてよいだろう。



(a) 加振前 (b) 加振後

図6 加振前後の模型地盤(D65A)

4. 補強土壁の地震時土圧が橋台に与える影響

地震時土圧の影響を検証するために、図7に測定された地震時最大土圧 $EP_{maximum}$ を計算で求めた地震時土圧 EP_e で正規化した深度分布図を示す。これより、相対密度が高いケースでは、補強土壁が隣接することによって橋台に作用する土圧が、設計で算出された土圧を上回るようなことは確認できない。すなわち、本研究の条件では、補強土壁が橋台に隣接する場合の地震時設計の考え方は、普通盛土と同様の考え方が適用できることを示唆している。

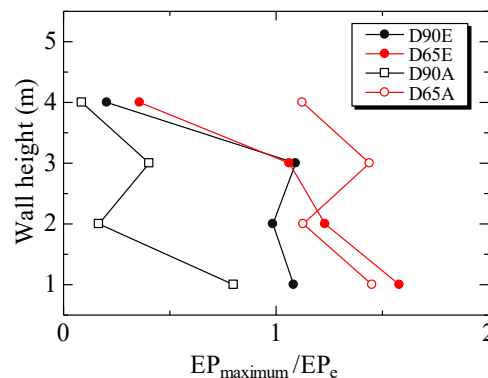


図7 設計値に対する土圧分布

《参考文献》 1) 小林ら：地下水が高い状態にあるアンカー式補強土壁の地震時被災メカニズムに関する研究，地盤工学ジャーナル，Vol. 13，No. 2，pp. 123-134，2018. 2) 土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル，pp. 126-129，2014