



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。

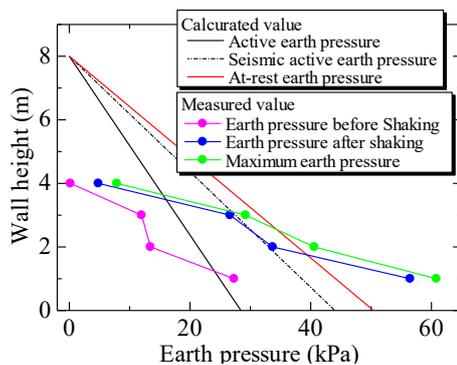


図2 土圧分布(D65E)

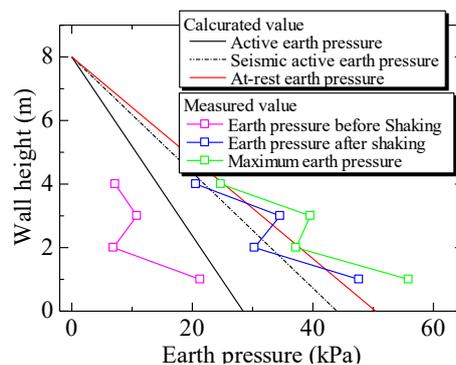


図3 土圧分布(D65A)

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

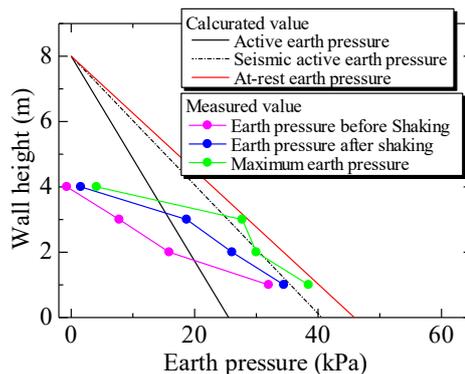


図4 土圧分布(D90E)

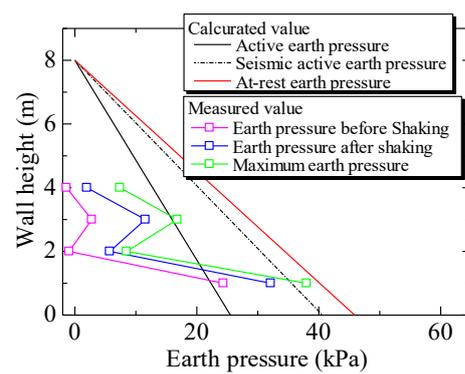
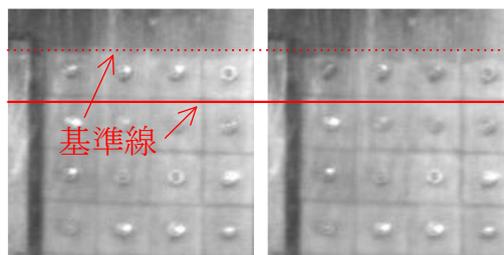


図5 土圧分布(D90A)

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。

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。



(a) 加振前 (b) 加振後  
図6 加振前後の模型地盤(D65A)

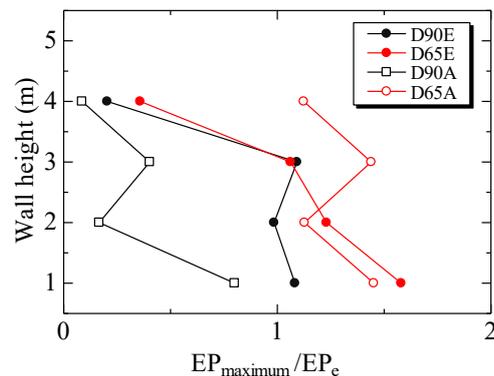


図7 設計値に対する土圧分布

《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