

遮水壁による地盤液状化時の地中構造物の側方変位抑止 (その4)

清水建設 技術研究所 F10-会員 ○後藤 茂 真野英之 田地陽一
清水建設 関西事業本部 正会員 清水文夫 竹束正孝 高森太郎

1.はじめに 筆者らは遮水壁を活用した地中構造物の液状化対策工法を研究しており、地中構造物の浮き上がり抑止効果¹⁾と側方変位抑止効果²⁾³⁾について発表を行っている。前報³⁾では液状化層厚や遮水壁の曲げ剛性を変化させて遠心振動模型実験をおこない、遮水壁を用いた液状化対策工法の成立性や設計方法の妥当性を検証してきた。今回は、曲げ剛性の極端に異なる遮水壁の実験を追加し、液状化に伴う水平変位の抑止効果に対する遮水壁の曲げ剛性の影響を明らかにするとともに、振動時の遮水壁の変形モード等についても検討した。

2.遠心振動実験の概要 実験に使用した遠心模型を図1に示す。但し、寸法は実物換算値で示しており、実験時の遠心加速度が30gであることから、実際の模型寸法は図中の数字の1/30である。模型は地中構造物、遮水壁および地盤とからなっており、地盤は実験時に液状化させる層(液状化層)と液状化させない層(非液状化層)の2層からなっている。地盤内の間隙水は水の30倍の粘性を持つシリコンオイルを使用している。

地中構造物はアルミ製のボックスであるが、根入れ深さは2.64m(模型寸法88mm)であり、重量を地中の容積で除した値は1.14である。遮水壁はアルミ製の板であり、構造物の左右に設置してある。遮水壁と構造物とは接している状態であり結合はされていない。構造物の左右で地盤の高さを変えているが、地盤の低い方に設置した遮水壁をA壁、高い方の遮水壁をB壁と呼んでいる。実験中は構造物の変位をレーザー式変位計で計測するとともに、遮水壁上下端の変位計測と深度方向6ヶ所に貼付したひずみゲージによる遮水壁の曲げひずみ計測をおこなった。加振加速度は、実物換算で振動数2Hz、最大振幅140gal、定常25波の正弦波である。表1に実施した遠心振動実験の条件を示す。実験はこれまでに発表したものも含めて9ケース実施している。

3.実験結果 図2に実験時の構造物の水平変位の経時変化

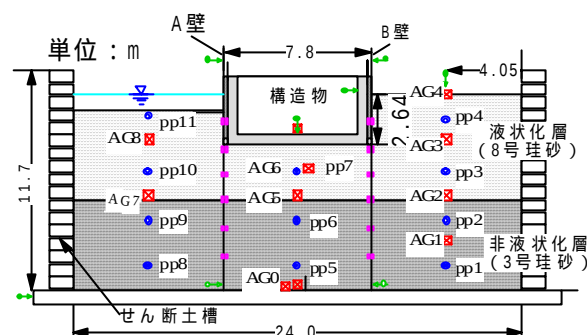


図1 遠心振動実験モデル

表1 実験条件表 単位 cm

CASE	液状化層厚	非液状化層厚	左右地盤高の差	遮水壁の厚さ
1	300	480	100	A=B=9
2	400	380	100	A=B=9
3	300	480	150	A=B=9
4	200	580	100	A=B=9
5	300	480	50	A=B=9
6	400	380	100	A=9, B=12
7	400	380	100	A=B=12
8	400	380	100	A=B=24
9	400	380	100	A=B=6

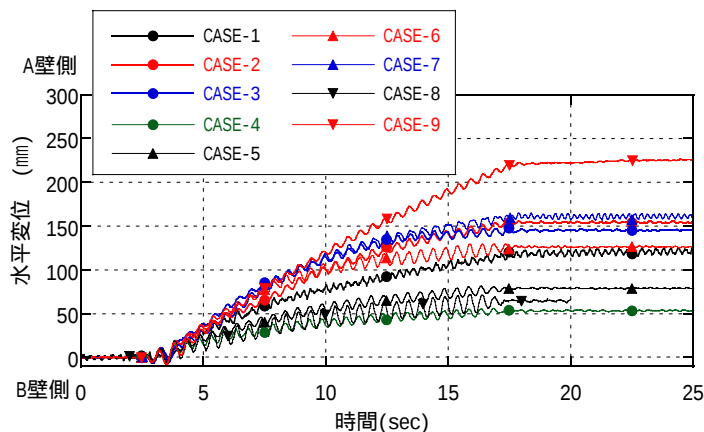


図2 構造物の水平変位の経時変化

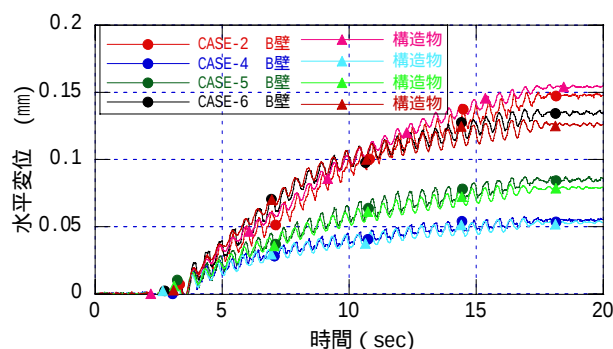


図3 構造物と遮水壁の水平変位

キーワード 液状化，遮水壁，側方流動

連絡先 〒135-8530 東京都江東区越中島 3-4-17 清水建設（株）技術研究所 TEL03-3820-6956

を示す．すべての CASE で加振とほぼ同時に構造物は A 壁側に変位しており，6cm 厚の遮水壁の CASE の変位が最も大きく，24cm 厚の CASE の変位量が最も小さかったが，CASE 毎に変位量が異なった．図 3 に構造物と遮水壁の水平変位の経時変化を示す．但し，遮水壁の変位は遮水壁上下端の変位実測値と曲げひずみ実測値の深度方向分布から算出した値であり，構造物と接している GL. -2.64m での B 壁の値が示してある．構造物と当該深度での遮水壁（B 壁）の変位は振動中もほぼ同等の値で変化しており，遮水壁の変形に構造物が追従していることを示している．図の煩雑さを避けるために 4 ケース分のデータしか示していないが，ほぼすべてのケースで構造物と当該深度での遮水壁の変形とが同調していた．図 4 に遮水壁の曲げ剛性のみが異なる CASE-2，CASE-8，CASE-9 の加振時の遮水壁の変形状況を示す．但し，図に示したのは加振波形で加速度がニュートラルになった時点の状況であり，煩雑さを避けるために 1 波おきの値が示してある．CASE-7 は CASE-2 とほぼ同様の変形状況であったので，掲載を省略した．遮水壁は加振とともに地盤の低い方へ変形を始めるが，加振初期ほど変位の増加量が大きいことがわかる．また，遮水壁の剛性が小さい場合は変形に占めるたわみの成分が大きく，剛性が大きくなると倒れの成分が大きくなっている．図 5 は遮水壁の曲げ剛性のみが異なる CASE について構造物の変位と GL. -2.64m での遮水壁の水平変位を遮水壁の曲げ剛性との関係で示したものであり，梁バネモデルによる解析結果³⁾とも比較してある．実測の水平変位は遮水壁の曲げ剛性が大きくなると水平変位が減少する傾向が表れており，梁バネモデルによる解析結果と良い対応を示している．

4. まとめ 広い範囲の曲げ剛性の遮水壁を用いた遠心振動模型実験を検討し，構造物の変位は遮水壁の変形に追従すること，遮水壁は曲げ剛性の相違により加振時の変形状況が異なること，および，梁バネモデルを用いた解析結果と実験時の水平変位がよく対応すること等を明らかにした．

参考文献 1) 浜田信彦他(2006)：遮水壁を用いた地中構造物の液状化時浮き上がり対策効果の定量化，土木学会論文集，No. 813 / -74，pp.79-80，2) 後藤茂他(2006)：遮水壁による地盤液状化時の地中構造物の側方変位に対する抑止効果，第 12 回日本地震工学シンポジウム，pp.542-545，3) 浜田信彦他(2005,2006)：地盤液状化時の遮水壁による地中構造物の側方変位抑止効果(その 1～その 3)，第 40,41 回地盤工学研究発表会

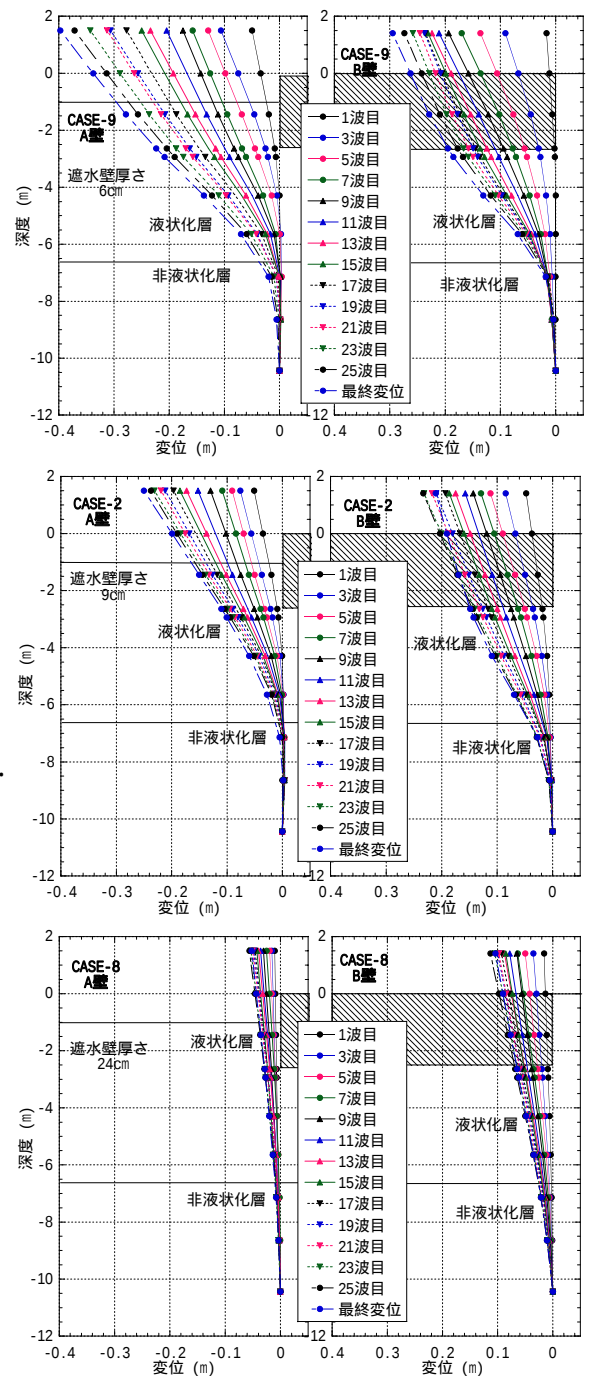


図 4 加振中の遮水壁の変形状況

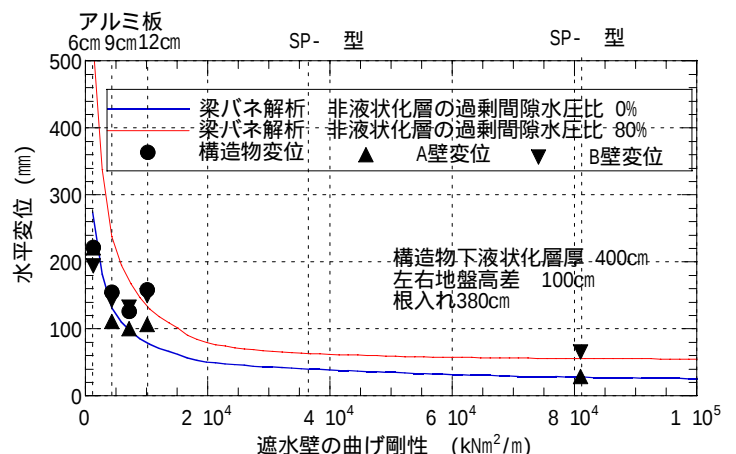


図 5 遮水壁の曲げ剛性と水平変位の関係