

III - A 145

地中構造物の浮上り対策工に関する動的遠心模型実験

建設省土木研究所 正会員 佐々木哲也、松尾 修、田本 修一

1. はじめに

地中構造物の浮上り対策としての矢板締め切り工法の効果の把握、および設計法の構築を目的に、動的遠心模型実験を行ったので報告する。

2. 実験の概要

実験条件を表 1 に、模型の概要を図 1 に示す。内寸法が幅 120 cm、高さ 50 cm、奥行き 30 cm の箱形土槽の中に、層厚 20 cm の支持層の上に、地中構造物模型を埋設した層厚 20 cm の液状化地盤を作成した。地中構造物模型は、見かけの比重が表 1 の値になるように調整したアクリル製の箱を用いた。液状化地盤は東北珪砂 7 号を用いて、相対密度約 50% を目標に空中落下法により作成し、支持層は江戸崎砂を突固めにより十分締め固めて作成した。模型矢板は支持層に根入れし、下端は自由端とした。実験中、矢板に生じる曲げひずみ、変位、加速度、間隙水圧等を測定した。入力加速度として、加速度振幅が 20 波で 20 G まで漸増する 60 Hz の正弦波を入力した。

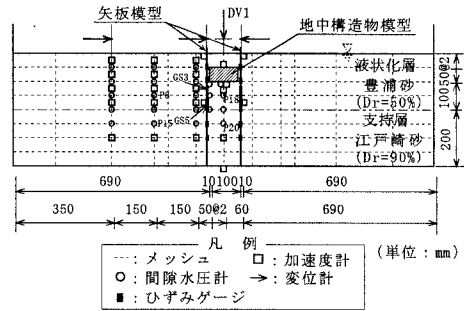


図 1 実験模型

表 1 実験条件

case	矢板板厚 (mm)	模型密度 (g/cm ³)	地盤相対密度Dr(%)		加振条件	
			液状化層 (7号珪)	支持層 (江戸崎砂)	加振波形	加振加速度(G)
1	無対策	0.59	46.3	109.5	漸増sin波 60Hz	20
2	1.6	0.59	46.5	111.1		
3	3.2	0.70	44.3	111.5		
4	4.5	0.59	44.5	113.1		

3. 実験結果および考察

加振中の代表的な計測項目の時刻歴を図 2 に示す。過剰間隙水圧は、水平地盤部(P8)、模型下(P18)とも 0.03 sec 頃から加振時に徐々に上昇してゆき、0.1 sec で液状化状態となっている。他のケースの過剰間隙水圧も同様の挙動を示した。浮上り量の時刻歴を見ると、いずれのケースでも液状化状態になる 0.1 sec 頃から浮き上がりが生じている。無対策の case1 と矢板対策の case2~4 の比較より、矢板対策により浮上り量が抑制されていることがわかる。地表面から -12.5 cm および -20 cm の位置のひずみ(GS3, GS5)は、過剰間隙水圧が上昇する 0.1 sec になると振幅が増大し、振動しながら一方向に進行してゆく。そこで、既往の研究^{1),2)}にならい、ここでは矢板に発生するひずみを振動成分と漸増成分に分けて検討を行った。

図 3 に矢板剛性と浮上り量の関係図を示す。これより、矢板剛性が大きいほど地中構造物の浮上り量は大きくなる傾向は見られるが、矢板板厚が中間の case 3 では矢板剛性の小さい case 2 よりも浮上り量が大きくなっている。ただし、case 3 のケースでは地中構造物の見かけの比重等、実験条件が若干異なり、これらの影響については今後の検討を要する。

図 4 に入力加速度と矢板振動成分の各時点での最大値の関係を示す。case 4 および case 2, 3 の 4~11 G 加振時 (0.07 ~ 0.18 sec) では矢板の板厚によらずほぼ加振加速度と比例関係がある。しかし、case 2, 3 の 12 G (0.2 sec) 以後は、加振加速度と比例関係とはならず振幅はほぼ一定を保っているが、これは、case 2, 3 では支持層とした江戸崎

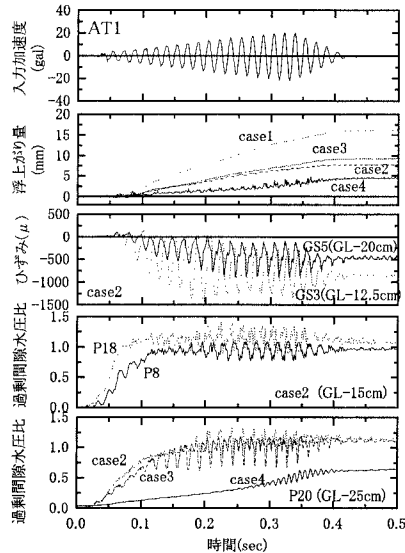


図 2 時刻歴

キーワード：液状化，地震，遠心力模型実験，地下構造物，矢板壁

連絡先：〒305-0804 つくば市旭 1, Tel 0298-64-4969, Fax 0298-64-2576

砂層もこの時点になると過剰間隙水圧(P15, P20)が上昇しているため(図2参照)、支持層の剛性が低下し、その結果矢板の変形モードが変化したためと考えられる。

図5に各ケースの10G加振時の矢板に生じる曲げモーメントの振動成分の1周期分の時間変化を示す。これより、矢板剛性の違いにより、変形モードが大きく異なることがわかる。図6に矢板曲げ剛性と曲げモーメント最大値の関係を示す。これより、矢板剛性が小さいほど矢板に発生するモーメントは低減していることがわかる。

既往の矢板締切り工法の設計法試案³⁾では、土圧漸増成分として矢板内外の土圧差、土圧振動成分として Westgaard の動水圧を矢板内外に作用させ、矢板の断面力の照査を行う(図7)。文献1)にない、実験を対象に相対剛性 ρ ($=EI/b/(\gamma_{sat} \cdot H^3)$) と無次元化した土圧振幅 ($P_d/(\gamma_{sat} \cdot Z \cdot (\alpha/g))$) の最大値との関係を検討した結果を図8に示した。図中には Westgaard の動水圧 ($P_f=7/8 \cdot \gamma_{sat} \cdot \alpha/g \cdot \sqrt{z/H}$) およびその2倍を併記した。なお、ここでの無次元化した土圧振幅は、土圧分布を Westgaard 式と同じと仮定し、実験値と同じひずみを生じさせる土圧振幅を逆算して求めており、地中構造物の影響は考慮せずに矢板は自立壁としてモデル化した。これより、相対剛性と無次元化した土圧振幅の間にほぼ比例関係があり、矢板の曲げ剛性により土圧は低減している。また、既往の設計式による土圧の振動成分は、実測値よりも過度に大きくなっており、既往の設計式から求められる土水圧は設計上安全側の値を与えることがわかる。今後の課題として、地中構造物の存在の影響、矢板の変形モードの影響、矢板剛性の無次元化の妥当性等、について検討する必要がある。

3. まとめ
 地中構造物の浮上り対策としての矢板締切り工法の適用性について動的遠心模型実験により検討を行った。結果をまとめると以下のとおりである。1) 矢板締切りにより地中構造物の浮上り量は減少した。2) 矢板に生じるモーメントはほぼ入力加速度に比例する。3) 振動成分荷重として Westgaard の動水圧式を適用すると設計上安全側の値を与える。4) 矢板の曲げ剛性に応じて地震時土圧を低減できるようである。

3. まとめ

地中構造物の浮上り対策としての矢板締切り工法の適用性について動的遠心模型実験により検討を行った。結果をまとめると以下のとおりである。1) 矢板締切りにより地中構造物の浮上り量は減少した。2) 矢板に生じるモーメントはほぼ入力加速度に比例する。3) 振動成分荷重として Westgaard の動水圧式を適用すると設計上安全側の値を与える。4) 矢板の曲げ剛性に応じて地震時土圧を低減できるようである。

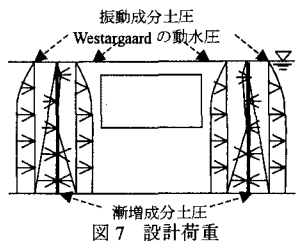


図7 設計荷重

3) 振動成分荷重として Westgaard の動水圧式を適用すると設計上安全側の値を与える。4) 矢板の曲げ剛性に応じて地震時土圧を低減できるようである。

<参考文献>

- 1) 松尾、岡村、堤、斉藤：盛土液状化対策としての矢板締切り工法に関する振動台実験報告書、土木研究所資料第3539号、1998。
- 2) Tanaka et al.: Countermeasure against liquefaction for buried structures using sheet pile with drain capability, Proc. Earthquake Geotechnical Engineering, 1995。
- 3) 建設省土木研究所：液状化対策工法設計・施工マニュアル(案)、共同研究報告書 第186号、1999。

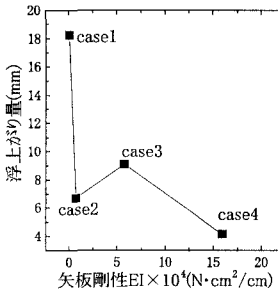


図3 矢板剛性と浮上り量の関係

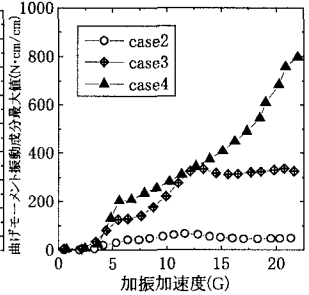


図4 入力加速度と曲げモーメント振動成分の関係

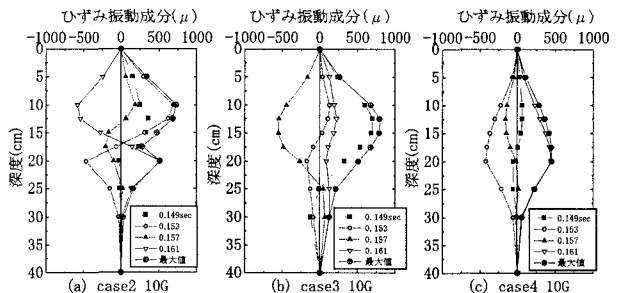


図5 矢板曲げモーメント振動成分の時間変化

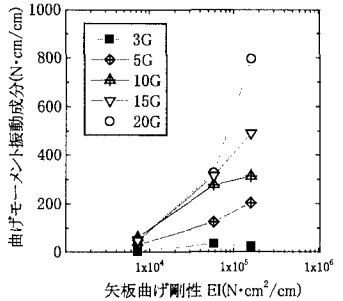


図6 矢板剛性とモーメント振動成分の関係

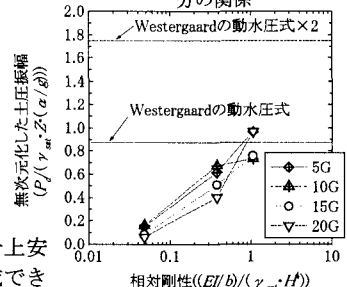


図8 矢板剛性とモーメント振動成分の関係