

遮水壁を利用した地中構造物の浮き上がり対策工法に係る基礎的検討

工務部 設計課 浜田 信彦
工務部 設計課 小林 寛
工務部 設計課 吉村 敏志

要 旨

緩い砂層中に構築される地中構造物は、大地震時には周辺地盤の液状化現象により浮き上がりを生じ、地震後の復旧が非常に大規模かつ困難なものとなる。阪神高速道路の地中構造物は、液状化層中に位置するものも少なからずあるため、この対策は大きな課題と考えられる。

従来その対策工法としては地盤改良により液状化そのものを抑える方法等が提案されているが、いずれも非常に高価な方法である。そこで、コスト縮減を目標として、施工時に用いる土留壁を遮水壁として流用する浮き上がり抑制工法に着目し、その実施に向けた基礎的な検討を行った。具体的には遠心力載荷模型実験及び数値解析等を実施して浮き上がり抑制効果の定量的評価を試みた。

キーワード：地中構造物、液状化、浮き上がり、遠心載荷実験、数値解析

はじめに

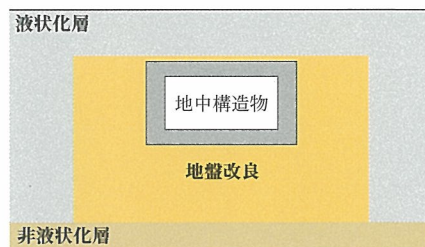
阪神間においては軟弱な粘性土、緩い砂中心の沖積地盤が広がり、阪神高速道路の開削トンネルは河川内及びその周辺を通過するため、特にその傾向が強い。

一方、地中構造物は一般に工費縮減の観点から、可能な限り浅い深度に計画される事が多い。この場合前述の緩い砂層中に構造物が位置し、しかも地下水位も高く飽和されているため、大地震時には容易に液状化して浮き上がりや傾斜などの残留変形を引き起こす可能性が高い。その場合の復旧は殆どの場合部分的補修では済まず、長期に渡る復旧工事による社会的影響も大きい。

従来、このような箇所では対象層の密度を上げるか、固化する地盤改良工法による対策工法を採用してきた（図-1上）が、特に構造物幅の大きい道路構造物では、建設費に占める割合が大きいため合理的とは言い難い。そこで構造物の浮き上

従来の方

構造物の周辺を地盤改良して液状化そのものを防止する。



新しい対策工法

構造物を遮蔽壁で囲むことにより浮き上がりを防ぐ

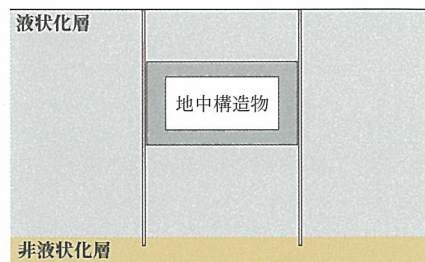


図-1 浮き上がり対策工法

表-1 実験ケース及び解析ケース

実験ケース	実験内容	備考
実験-0	・遮水壁なしで構造物が完全に浮上る実験	・浮き上がり現象の確認
実験-2	・土槽下部に非液化化層を設け、遮水壁を非液化化層に差しこみ、端部を固定しない実験	・基本ケース・非液化化層厚10cm
実験-3	・実験-2と同様な状態で、液化化層厚を厚くし、非液化化層厚を薄くした実験	・非液化化層厚5cm
解析ケース	解析対象	備考
解析-1	・実構造物 (大開第3工区を対象とした解析モデル)	・実構造物における効果の試算
解析-2	・遠心模型実験 (構造物下液化化層厚16cm, 非液化化層厚10cm)	・解析手法の精度の検証
解析-3	・遠心模型実験 (構造物下液化化層厚21cm, 非液化化層厚5cm)	・根入れ長さの影響の検証

がりや移動を抑制し、地震後早期に交通を解放できる簡易で安価な対策工法が求められている。

ここで、構造物の浮き上がりは地震時に液化化した地盤が構造物下部に回り込むことによって生じることに着目し、非液化化地盤まで構造物を囲む壁(遮水壁)を設けて(図-1下)浮き上がり量をコントロール出来れば、従来工法に比べて大幅な工費縮減が可能となることから、本工法の開発に係る基礎的な検討を行った。

1. 検討計画

検討は、主に建築分野に見られる既往の研究¹⁾を整理する他、工法のメカニズム検証を目的とした遠心力载荷実験3ケースと、実験の検証及び工法の有効性検証を目的とした数値解析3ケースを実施することにより行った。実験ケース及び解析ケースを表-1に示す。

2. 遠心力载荷実験

2-1 実験の目的

遠心力载荷実験とは重力の代わりに遠心加速度を作用させることにより、模型を設置した地盤に対し実地盤と同等の高い応力状態で振動実験を行う方法である。この手法を用いて地盤の液化化が生

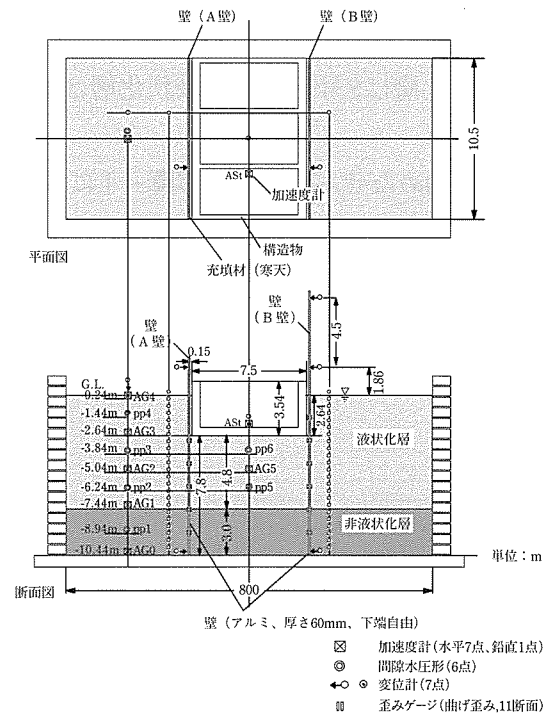


図-2 実験供試体 (実験-2)

じた状態での地中構造物周辺に生じる現象を再現することにより本工法のメカニズムの検証を行う。

遠心载荷実験は表-1に示す3ケース実施する。検討する項目は次の通りである。

- ・遮水壁の有無による液化化地盤の移動(変形)状態の相違
- ・地震動作用時の遮水壁の応力状態
- ・液化化圧作用時の遮水壁の応力及び変形の

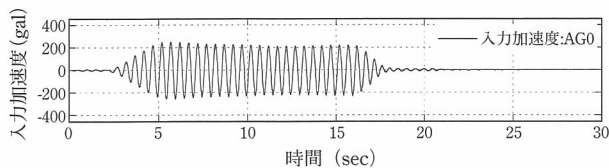


図-3 入力加速度 (実験-2)

状態

- ・液状化時の遮水壁の変形と構造物の浮き上がり変位の関係

2-2 実験供試体及び装置

図-2に基本ケースである実験-2の供試体を示す。縮尺1/30, W250mm×L338mm×H118mmのアルミの函体を構造物に見立てている。質量は8.6kgで地盤への根入れ深さは88mmとした。また、遮水壁としては2mm厚のアルミ板を用い、地盤材料は、液状化層は8号珪砂、非液状化層は3号珪砂を使用した。

これらを納めたせん断土槽を写真-1に示す遠心载荷装置に据え付け、遠心加速度30g下において、振動実験を行った。入力波は、実物換算で200gal、振動数2Hz、定常25波の正弦波とした(図-3)。



写真-1 遠心载荷装置

2-3 実験結果 (実験-2)

実験-2を例に実験結果を以下に述べる。加速度、過剰間隙水圧比及び変位の時刻歴を図-4～9に示す。値はいずれも実物換算値とした。計測は、実物換算で300秒間行ったが、時刻歴は、加振中とその直後の状態がわかるように30秒間のものを示した。非液状化層の過剰間隙水圧は0.7程度であった。また非液状化層直上に設置した加速度計は、入力加速度と同程度かそれ以上の応答を示しており、液状化には至らなかったと判断できる。加振後半で応答加速度が大きくなるのは、過剰間隙水圧の増加により地盤の剛性が低下し、加振振動数と非液状化層の固有振動数が近づいたためと考えられる。一方、液状化層は、いずれも過剰間隙水圧比が1に達して液状化に至っており、

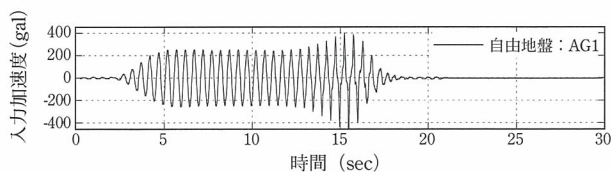


図-4 自由地盤加速度 (非液状化層上)

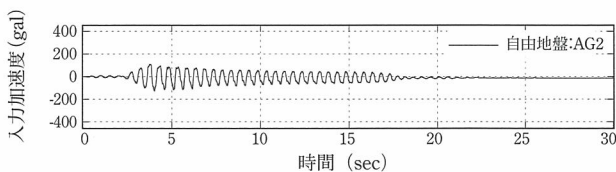


図-5 自由地盤加速度 (液状化層内)

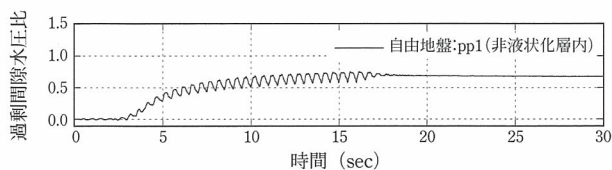


図-6 自由地盤過剰間隙水圧比 (非液状化層内)

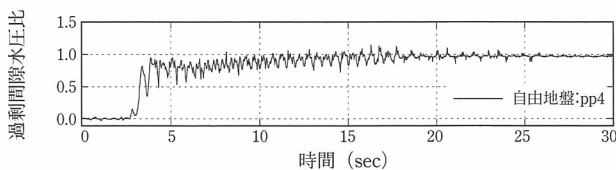


図-7 自由地盤過剰間隙水圧比 (液状化層内)

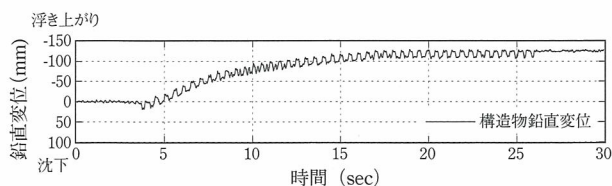


図-8 構造物の鉛直変位

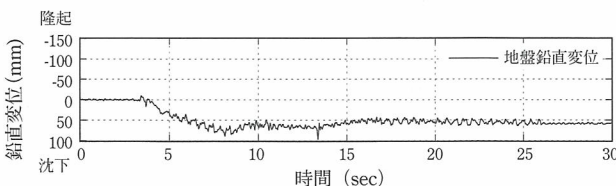


図-9 地盤の鉛直変位

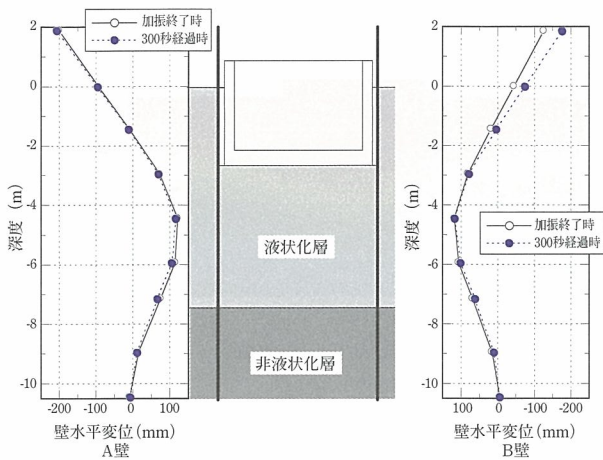


図-10 遮水壁の変形分布

加速度も小さな応答しか生じていない事が解る。

変位について見ると、構造物の浮き上がりは実物換算で約127mm生じ、地表面は同じく約55mmの沈下を生じた。また、遮水壁の変形については図-10のような変形分布を示した。

2-4 実験値の比較

実験は基本ケースの他に遮水壁がない場合、遮水壁の根入れが浅い場合の計3ケース行ったが、加速度応答、過剰間隙水圧比についてはいずれも同様の傾向を示し、液状化層においてそれぞれ液状化を生じたことが確認された。ただ、構造物の加速度については遮水壁のない実験-0よりも遮水壁のある実験-2, 3の方が大きい応答が出ていたが、これは土槽に直接接している遮水壁を通して振動が伝わったためと思われる。

一方、変位については表-2に示すとおり明確な差が生じた。構造物の浮き上がり量を比較することにより、本対策工の有効性が定性的に確認できたと言える。また、周辺地盤の沈下に対しても本工法は一定の効果が期待できることが解る。遮水壁の変形に関しては天端の変形には根入れの影響が見られなかったものの、下端については顕著な差が生じた。なお、表-2中の遮水壁の変形量は左右の平均値を示している。

本工法の原理では、遮水壁と構造物に囲まれた液状化土が遮水壁を越えて移動しないことから、壁の変形量から構造物の浮き上がり量が計算によ

表-2 変位の比較 (加振直後)

	実験-0	実験-2	実験-3
	遮水壁無	壁根入 100mm	壁根入 50mm
液状化の有無	有	有	有
構造物浮き上がり	330mm	127mm	228mm
地盤沈下量	-250mm	-55mm	-180mm
遮水壁天端開き		約200mm	約200mm
遮水壁下端開き		約7mm	約80mm

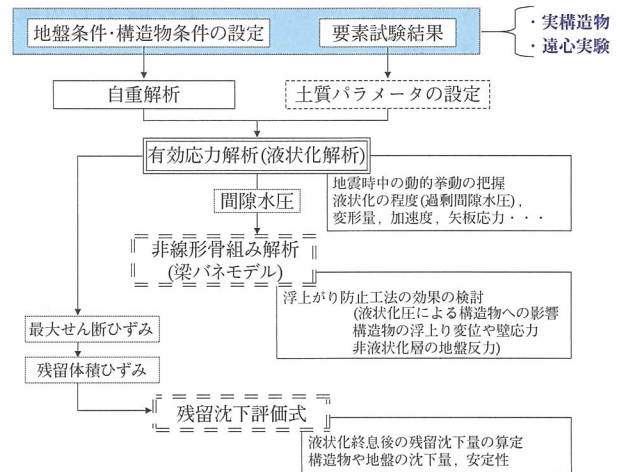


図-11 解析フロー図

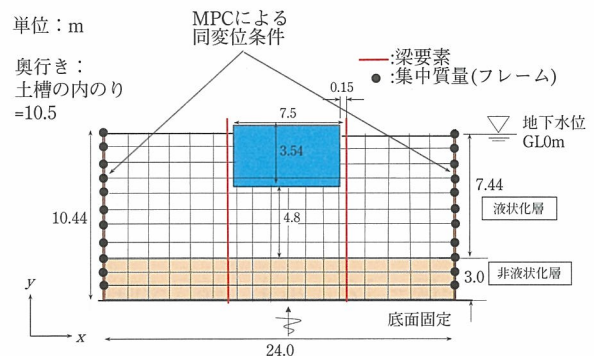


図-12 解析モデル (解析-2, 3)

り求まる。今回の実験-2において図-10の変形分布から求めた構造物の浮き上がり量は、加振直後で実物換算137mm、300秒後においては128mmであり、実測値に対して良く合っている。ただし実験-3においては加振300秒後における実物換算の実測値228mmに対して壁の変形量から求めた浮き上がり量は127mmと小さくなった。これは、表-2からも読みとれるように実験-3において遮水壁下端の変位が何らかの原因で大きく出ているためと考えられる。

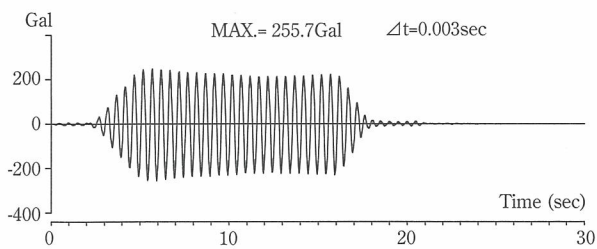
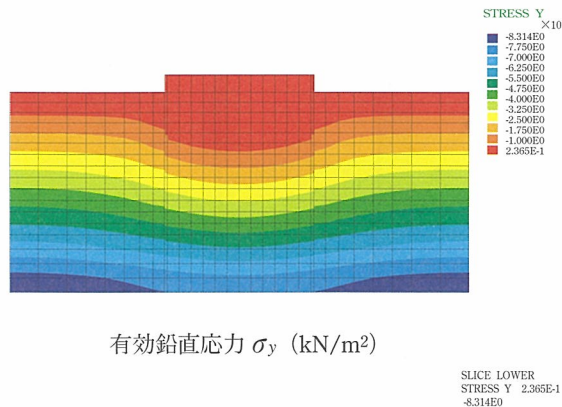


図-13 入力波 (解析2,3)

これらのことから、数値解析において遮水壁の変形を再現できれば、浮き上がり量の設定も可能になると考えられる。



有効鉛直応力 σ_y (kN/m²)

図-14 自重解析結果

3. 数値解析

3-1 解析の概要

数値解析は表-1に示す3ケース行ったが、本報においては実験と直接対比をしない解析-1については割愛し、以下解析-2,3について述べる。

数値解析の解析フロー等を図-11に示す。浮き上がり量の定量的評価においては、有効応力解析結果²⁾³⁾⁴⁾に基づいた梁バネモデルにより評価する。これは流体に近い液状化した地盤が構造物を回り込み、大変形を伴いながら移動する挙動を追跡することがFEM解析では困難であるためである。

3-2 解析モデル

遠心载荷実験供試体を対象とした2次元解析モデルの概略を図-12に示す。縮尺や時間軸は模型の30倍として行う。構造物は短辺方向をモデル化し、モデルの奥行き方向は、土槽内のり幅10.5mとする。

3-3 入力波

解析-2,3の入力波は震動台基盤で計測された加速度波形を実スケール換算したもので、最大加速度は255.7Galである。FEMモデル底面からE+F入力での解析する。図-13に入力地震波の加速度時刻歴を示す。

3-4 自重解析

動的解析に先立ち、線形自重解析により成層地

盤および構造物が存在する場合の初期応力を求め、1次元および2次元解析に使用する。2次元モデルであれば、本来なら施工過程や模型作成過程を考慮して設定すべきであるが、ここでは簡単のため、矢板の剛性を十分小さくし、道路構造物のみの影響が初期応力に反映するとした。

自重解析の結果、図-14に示すようにフローティング効果によって構造物直下の有効鉛直応力が、同一深度の周辺地盤に比べて小さくなることが解った。

3-5 解析結果

ここでは先に述べた実験-2を対象とした解析-2の結果について述べる。

まず、過剰間隙水圧について見ると、液状化層は全層液状化に至っているが、非液状化層では水圧比は60~70%まで上昇しているものの液状化には至っていないことが解った。

遮水壁外側の地盤と遮水壁間の地盤（構造物直下）を比べると、同一深度において次のような液状化条件の違いが考えられる。すなわち、構造物直下は初期応力が小さく、構造物からの慣性力の影響を強く受けるため、液状化しやすくなる。或いは、構造物直下の地盤は壁に挟まれているため、せん断変形が抑制され液状化しにくくなる。

今回解析-2の結果では、前者の影響がやや勝り、構造物直下の地盤の方が若干液状化しやすい傾向にあった。ただし解析-3においては双方の効果が同じ程度影響を及ぼしあって、遮水壁の内

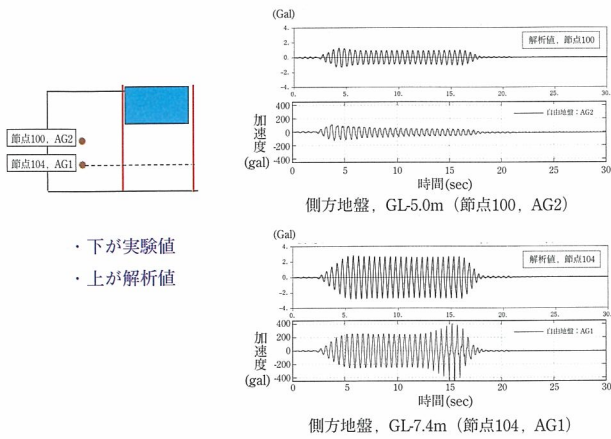


図-15 実験値と解析値の対比

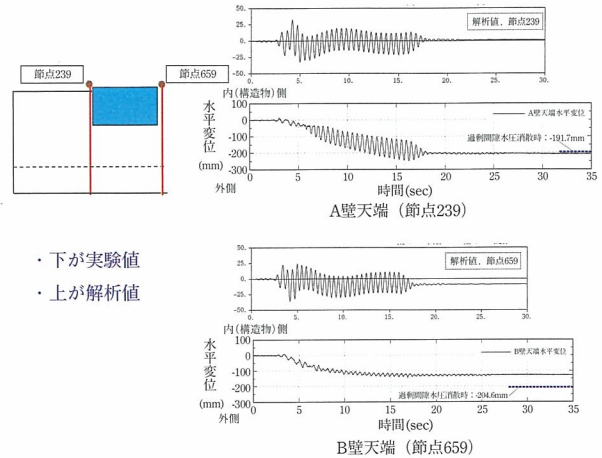


図-16 遮水壁天端の変位時刻歴

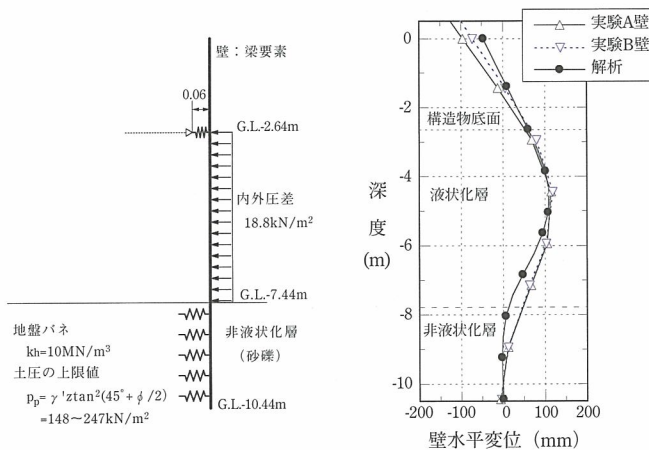


図-17 梁バネモデル

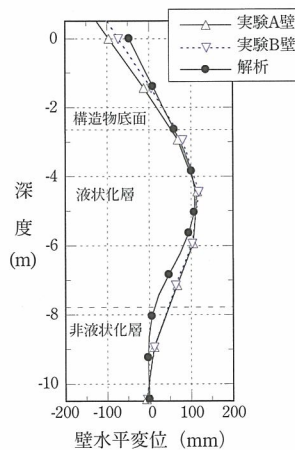


図-18 壁の変形分布

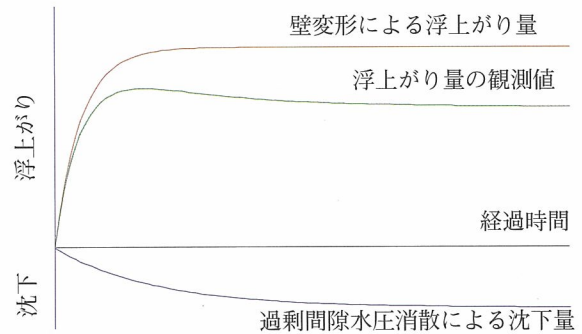


図-19 実測される浮き上がりの概念

外では過剰間隙水圧に大差は見られなかった。また、いずれのケースも構造物のすぐ横では変形が抑えられせん断ひずみが小さくなっていることも解った。時刻歴についても両者とも実験値と良好な対応を見せた。

最大加速度分布について見ると、液状化により加速度は全体的に減衰した（側方地盤地表面で130Gal程度）。構造物近傍では、構造物直下までは加速度は小さく（100Gal程度）、構造物でやや増幅していた。

図-15に示すように加速度波形における実験値と解析値の対応は比較的良好なものであった。

図-16に遮水壁矢板天端の変位時刻歴を示す。構造物側（内側）への変位を正としている。解析では液状化した泥水が重力によって壁を押し返す効果が入っていないので、実験値のように外側への残留変形は見られない。解析-3に

おいても同様の傾向を示した。

4. 梁バネモデルを用いた液状化圧が構造物へ及ぼす影響の検討

実験を梁バネモデルにより解析し、結果を比較した。解析に用いた梁バネモデルを図-17に示す。

非液状化層の地盤バネはVsの実測値よりN値が10程度と想定し、日本建築学会山留め設計指針⁵⁾に基づいて設定した。また、 ϕ は35度として、受働土圧を求め、土圧の上限値とした。また、非液状化層の過剰間隙水圧の上昇による剛性低下は考慮しないものとした。また、構造物底面深度における固定条件は、実験では、間詰め材を寒天としたことから、構造物底面深度において、壁が約60mm水平に変位している。解析で寒天の挙動を追うのは困難であるため、最大で60mmまで変位できる、

非常に柔らかいバネをつけることとした。

壁の変形を図-18に示す。実験値は300秒経過時の値を示した。また、間隙水圧消散時における壁の変形量より求めた構造物の浮き上がり量を比較すると以下の通りとなる。

- ・実験で実測された浮き上がり量：106.8mm
- ・実験の壁変形量から求めた浮き上がり量：120mm
- ・解析の壁変形量から求めた浮き上がり量：106mm

これより梁バネモデルによる壁の変位量から算出した構造物の浮上がり量の計算値は実測値と良い対応を示している。

ここで、実験で観測される構造物の浮上がり量は液状化消散による沈下量を含んだ値となっている可能性が高い。概念図を図-19に示すとおり実験では遮水壁の変形に伴う構造物の浮上がり、液状化消散に伴う地盤の沈下が同時に生じていると考えるべきである。従って実験で計測される構造物の浮上がり変位は、両者を合算したものになる。

構造物の浮き上がり変位量の経時変化を求めるためには液状化消散による沈下量の経時変化が必要となり推定が困難であるが、過剰間隙水圧消散時の値を最終値と考えれば沈下量として杜本法⁶⁾で算出した値を用いることができる。

- ・実験の壁変形量から求めた浮き上がり量：120mm
- ・液状化消散による沈下量：38mm (計算値)

上記の数値を用いて算出される構造物浮き上がり変位量は82mmとなり、これも一種の実測値である。

梁バネモデルの計算から求められる浮上がり量は液状化消散に伴う沈下量を含まないから、同様の計算を行って構造物の最終的浮上がり量を求めると68mmになる。表-3に実測値と計算値の比較を示す。梁バネモデルによる計算値は両実測値に比較して値が小さい傾向がある。これは、今回の計算では非液状化層の過剰間隙水圧の上昇による剛性低下を見込んでいない影響が考えられる。

表-3 実測値及び計算値による浮き上り変位比較 (解析-2)

	構造物変位 実測値	壁変位 実測値	梁バネモデル 計算値
浮上がり量	106.8 (沈下量込み)	120	106
沈下量補正	0	-38	-38
最終変位量	106.8	82	68

なお、解析-3において同様に梁バネモデルを用いて浮き上がり変位を求めたところ、過剰間隙水圧消散時では実験実測値199mmに対して194mmという結果を得た。また、遮水壁下端の変位を異常値であると仮定し、下端変位を0に補正して計算した結果、浮き上がり量の計算値は192mmとなった。

これらの結果からも、先に述べた遮水壁変位実測値より求めた沈下量は小さ過ぎると考えられ、遮水壁下端の変位の実測値は測定装置の不具合による可能性が高い。

最後に、説明を割愛した解析-1 (実構造物対象) について、液状化時の構造物浮き上がり量の計算結果だけ記すと、3.9mmであった。実験では測定の誤差を小さくする目的で、敢えて大きい変位が生じるよう剛性の小さい遮水壁を用いたが、実構造物で用いる土留壁 (この解析では鋼矢板) の剛性では、浮き上がりに対して十分に効果があることが解る。

5. まとめと今後の課題

これまでの検討結果を以下にまとめる。

- ・構造物の加速度応答は遮水壁のない実験に比較して遮水壁の有る実験の方が大きい。後者では遮水壁を通して構造物に振動が伝わったものと考えられる。
- ・遮水壁のあるケースの加速度応答は非液状化層厚による大きな相違は見られない。
- ・構造物の浮上がり変位量は、遮水壁のない実験に比較して遮水壁のある実験の方が小さくなっており、非液状化層厚が厚く液状化層厚の薄い実験-2の方が実験-3よりも

小さくなる。

- ・過剰間隙水圧および応答加速度の時刻歴計算結果は実験結果とよく整合する。
- ・遮水壁天端の変位について、有効応力解析では残留変位が生じず、実験との対応が良くない。ただし、梁バネモデルによる液状化後の壁の変形計算では実験と整合性のある変位量が出る。
- ・壁の変形による浮上り量の計算値は実験値とよい対応を見せる。

なお、実構造物への適用にはさらに、対策工法の設計主要因子である遮水壁の剛性、根入れ深さおよび液状化層の厚さをパラメータとした検討や遮水壁が非液状化層にまで至っていない場合の対策効果の検討等が必要と思われる。

謝辞：本検討を実施するにあたり、阪神高速道路公団「地中構造物の設計施工に関する調査研究委員会（委員長：松井保大阪大学大学院教授）」において審議を行い、実験ケース、解析ケース等について決定した。また、実験は清水建設(株)技術研究所の遠心載荷装置を用いて実施した。関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Yoshimi, Y. : Simplified design of structures buried in liquefiable soil, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.1, pp.235-240, 1998.
- 2) Fukutake, K., Ohtsuki, A., Sato, M. and Shamoto, Y. : Analysis of saturated dense sand-structure system and comparison to results from Shaking table test, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol.19, pp.977-992, 1990.
- 3) 大槻 明・福武毅芳・藤川 智・佐藤正義：液状化時群杭挙動の三次元有効応力解析，土木学会論文集，No.495/I-28，pp.101-110，1994.
- 4) 福武毅芳：土の多方向繰返しせん断特性を考慮した地盤・構造物系の三次元液状化解析に関する研究，名古屋工業大学博士論文，1997.
- 5) 日本建築学会：山留め設計施工指針，pp.134-135，2002.
- 6) Shamoto, Y., Sato, M and Zhang, J. : Liquefaction - induced settlements in sand deposits. 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, Vol. 1, pp. 215-220, 1995.

BASIC STUDIES FOR A PROTECTION METHOD OF BURIED STRUCTURES FROM SOIL LIQUEFACTION HAZARD BY MEAN OF CUTOFF WALLS

Nobuhiko Hamada, Hiroshi Kobayashi, and Satoshi Yoshimura

During strong earthquakes, buried structures in loose saturated sand may be floating to surface as a result of soil liquefaction and may be damaged. Long time and great moneys are required for recovering of this damage. Because the Hanshin Expressway Public Corporation has not a few buried structures located in the liquefiable soil, the countermeasures for this damage are need to us.

Physical or chemical soil improve methods were applied as these countermeasures, although these methods were very expensive. For the purpose of cost down on the countermeasures, we conducted basic studies for a protection method by mean of cutoff walls that are remained soil retaining wall on structures construction. Centrifuge model tests and numerical analysis are used in these studies for quantitative evaluation of mitigating those damages from the soil liquefaction.