

## 遮水壁を利用した地中構造物の浮き上がり対策工法

工務部 設 計 課 長 沼 敏 彦  
工務部 工務第一課 伊 藤 学  
工務部 設 計 課 中 井 勉

### 要 旨

地下道路構造物では、構造物下に地下水位が高く飽和された緩い砂層が残る場合があり、大規模地震時には当該地盤は容易に液状化するため、構造物の浮き上がり、変位および傾斜などの残留変位を引き起こすことが懸念される。地中構造物の地震時の浮き上がり現象は、地震時に液状化した地盤が、構造物下に「回り込む」現象として捉えることができる。

本稿では、非液状化地盤まで構造物を囲む壁を設けて、液状化時の側圧に対して壁が抵抗することにより、地中構造物の浮き上がり量を抑制する工法を対象として、遠心力載荷実験と数値解析を実施することにより、工法のメカニズムの検証を行い、本対策工法の定量的評価方法を提案するものである。

キーワード：液状化、遮水壁、地中構造物、浮き上がり

### はじめに

都市内高速道路は、従来高架構造が主体であったが、環境問題などの社会的要請を受け、地下構造が採用されることが増えている。地下構造は建設コストが高く、コスト縮減が重要な課題となっている。地下構造の場合、建設コストは構造物が設置される深度に相関するため、なるべく浅い位置に計画する。この浅い位置において、緩い砂層が道路構造物直下に残り、しかも地下水位が高く飽和されていた場合、大地震時には容易に液状化し、構造物の浮き上がりや変位、傾斜などの残留変形を引き起こすことが懸念される。また、地上に接続するランプ部や地下構造が高架構造に移行する区間では緩い砂層を斜めに横切ることがある。

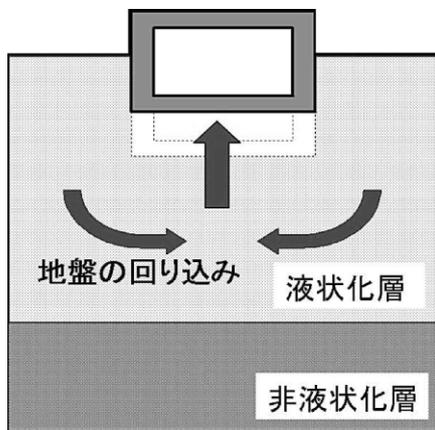
従来、液状化層が道路構造物下部に存在する場合、対象層を地盤改良する対策工法が考えられて

きたが、地盤改良工法は建設コストの増大を招き、特に構造物幅が大きい道路構造物では、合理的とは言い難い。

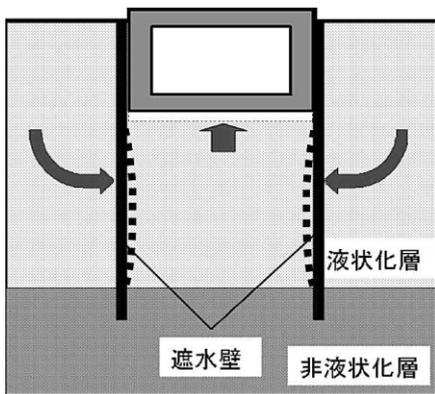
そこで、地震時に液状化する地盤が地下道路構造物下に存在する場合、地盤改良工法によらずに、構造物の浮き上がりや移動を抑制し、地震後に早期に交通開放できる対策を考案する必要性が生じた。地中構造物の浮き上がり現象は、構造物下部に液状化層があり、地震時に液状態になった地盤が「回り込む」現象として捉えることができる。この対策として、液状化層の下部にある非液状化地盤まで構造物を囲む壁を設けて、液状化時の側圧（以下、液状化圧という）に対して、壁が抵抗することにより浮き上がり量をコントロールすることができる本対策工法を用いれば、従来の対策工法に比べて、大幅な建設コストの縮減が可能と考えられる。

## 1. 遮水壁を利用した液状化対策工法の基本的な考え方

本対策工法における遮水壁の役割は、液状化した地盤の構造物下への「回り込み」を防止するものである。図-1(a)に示すように、地盤が液状化した場合に生じる地中構造物の大きな浮き上がり変位は、構造物下部に液体状になった土砂や地下水が「回り込む」ことによって生じるものであり、この「回り込み」が抑止できれば、液状化による浮き上がり変位も大幅に減少できる。これが対策工法の基本的な考え方である。



(a) 遮水壁がない場合



(b) 遮水壁が非液状化層に十分根入れされている場合

### 図-1 遮水壁を利用した地震時液状化対策工法の効果および原理概念

すなわち、水はほぼ非圧縮物質であるので、地震により地盤の過剰間隙水圧が上昇した場合でも、構造物下部への外部からの液体状の土砂や水の供給が無ければ、構造物の微小な変位により過剰間隙水圧が消散し、それ以上の浮き上がり変位は生

じ得ないと考えられる。

本対策工法では、図-1(b)に示すように遮水壁を設置した場合、構造物と遮水壁および非液状化層で構造物下部の液状化対象層が囲まれ、体積(面積)が変化し得ない閉鎖空間となる。この場合、本対策工法が成立する要件としては、①地震動によって遮水壁が損傷を受けないこと、②液状化時の地盤の圧力によって遮水壁が損傷を受けないことであり、本対策工法の実用性は、次の3項目を満足することにより実証される。

- ①遮水壁の設置により、構造物の浮き上がり量が減少する。
- ②遮水壁設置後の構造物の浮き上がり量は、遮水壁の変形量から算定できる。
- ③液状化による遮水壁の変形は解析により推定できる。

これらを検証するため、以下に示す遠心力载荷実験および解析を行った。

## 2. 遠心力载荷実験の概要

本対策工法の妥当性を確認するために、遠心力载荷実験により、地盤液状化時の地中構造物周辺に生じる現象を再現し、メカニズムの検証を行った。遠心力载荷実験は、重力の代わりに遠心加速度を作用させ、模型を設置した地盤を実際の地盤と同等の高い応力状態に置き、地震動に相当する振動を与えることができる手法である。遠心力载荷実験により検討する項目は次のとおりである。

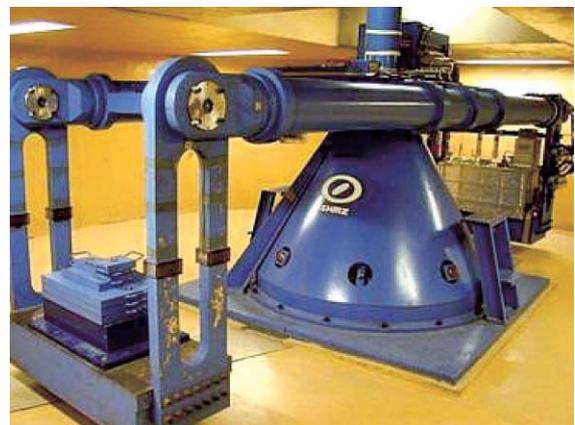


写真-1 遠心载荷装置(奥がせん断土槽)

①遮水壁がない場合の構造物の浮き上がり現象の確認

②遮水壁がある場合の構造物の浮き上がり状況



③液状化圧作用時の遮水壁の応力，変形状態

④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

写真-1, 2は遠心载荷装置およびせん断土槽である。実験に使用した遠心载荷装置は，最大遠心加速度 50g，最大加振加速度 15g の性能を持つ。

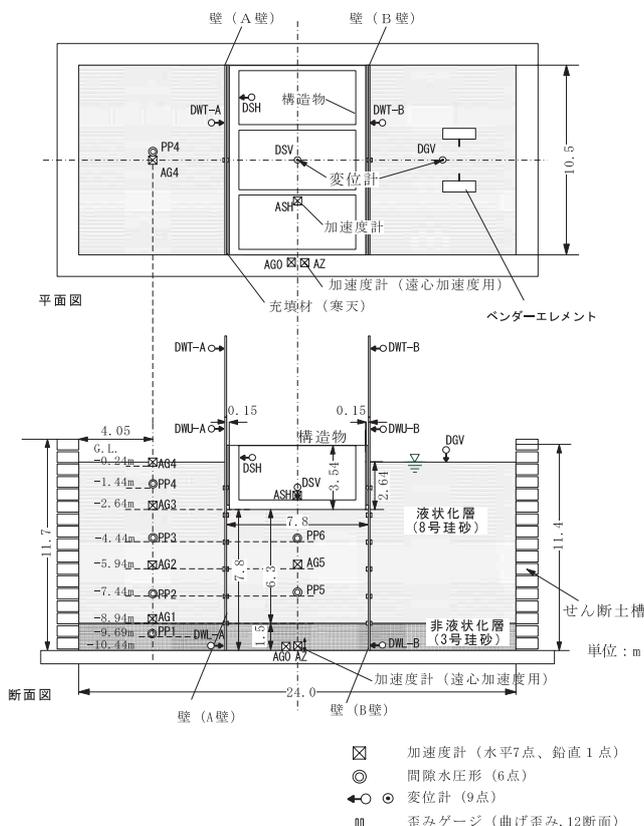


図-2 遠心力载荷実験土槽 (実験-4)

せん断土槽とは，地盤の振動模型実験を行う場合に，実際の地震時の地盤挙動と同様に模型地盤をせん断振動できる装置である。図-2は実物換算寸法で表示した実験模型であり，今回の実験は遠心加速度 30g 下 (縮尺 1/30) で行うため，実際の模型寸法は図中の 1/30 である。

非液状化層には振動締め固めを行った 3号珪砂，液状化層には 8号珪砂をそれぞれ用いた。地中構造物は 7.5m×10.14m×3.54m のアルミ製で十分な剛性を持ち，実験時の根入れ深さは 2.64m とした。構造物重量を構造物に作用する浮力で除した値は 1.14 である。

遮水壁は厚さ 2~3mm (実物換算 60~90mm) のアルミ板を用いた。遮水壁と土槽の間には薄い弛んだゴムシートを設置し，遮水壁内外の地盤間で流体の移動がないような構造としている。また，遮水壁の変位は拘束しておらず自由に動くことができる。アルミ板と地中構造物とは構造物底板箇所にて接している状態であり剛結していない。構造物側壁部材と遮水壁の間は寒天により止水されているが，同様に剛結していない。加振には，実物換算で振動数 2Hz，最大加速度 200gal，定常 25 波の正弦波を用いた。

### 3. 実験結果

#### 3-1 地盤の液状化現象と構造物の浮き上がり量

表-1に遠心力载荷実験条件を示す。実験は構造物下の液状化層厚，遮水壁の根入れ長，遮水壁の厚さを変えて7ケース実施した。

実験に用いた遮水壁の曲げ剛性は，厚さ 3mm のものでは実物換算で SPIII型の 1/8，厚さ 2mm のものでは 1/28 であり，極めて剛性の小さい壁である。これは，実際の鋼矢板より剛性の小さい遮水壁を実験に用いることにより，模型実験における遮水壁の断面力や変位の計測を容易にするための工夫である。

実験-5における側方地盤加速度および過剰間隙水圧の時刻歴を図-3, 4に示す。

表-1 実験条件一覧

実験ケース	遮水壁の厚さ (対SPⅢ型剛性)	構造物下の 液状化層厚	構造物下の非 液状化層厚 (=遮水壁の 根入れ長)
実験-0	0mm	4.8m	3.0m
実験-2	2mm (0.036)	4.8m	3.0m
実験-3		6.3m	1.5m
実験-4	3mm (0.121)	6.3m	1.5m
実験-5		5.55m	2.25m
参考-1	2mm (0.036)	4.8m	1.5m
参考-2	3mm (0.121)	4.8m	1.5m

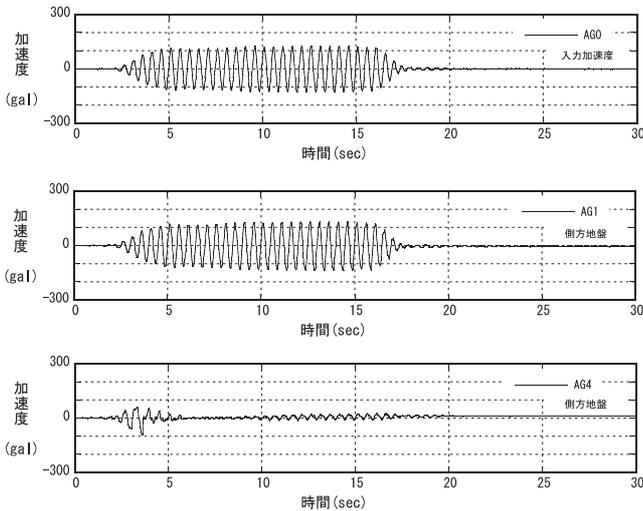


図-3 側方地盤の水平加速度時刻歴 (実験-5)

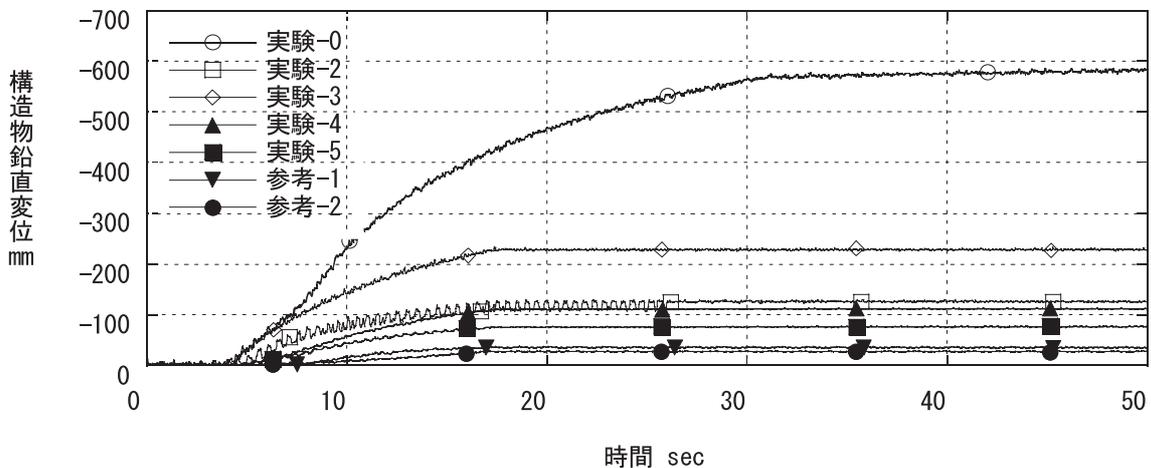


図-5 構造物の浮き上がり量 (実測値) の経時変化

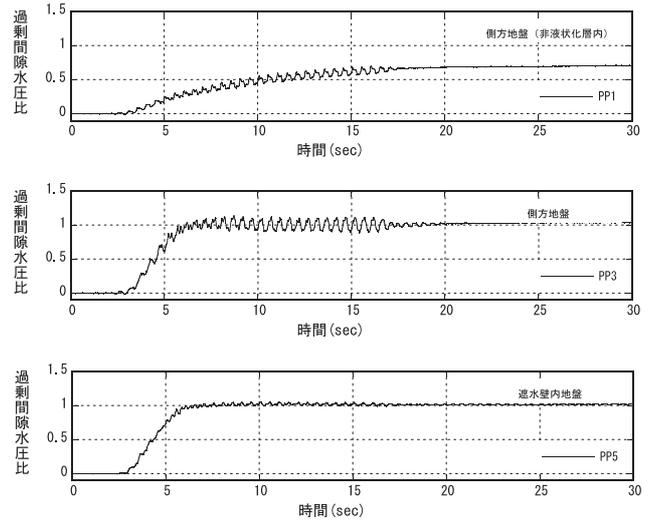


図-4 過剰間隙水圧比の時刻歴 (実験-5)

液状化層の過剰間隙水圧比は、遮水壁内側(pp5)、側方地盤(pp3)とも 1.0 を超えており、地盤は液状化している。これは、液状化層の加速度(AG4)の応答が著しく減衰していることから確認できる。一方、非液状化層の過剰間隙水圧比(pp1)は最大で 0.7~0.8 程度であり、液状化には至っていない。これは、非液状化層上端の加速度(AG1)の応答が減衰していないことから確認できる。以上より、非液状化層の剛性は加振中も完全に失われることはなかったといえる。

遠心実験時の液状化に伴う構造物の鉛直変位量(浮き上がり量)の経時変化を図-5に示す。これより、遮水壁を設置しない実験-0の浮き上がり量が最も大きく、遮水壁を設置した場合の構造

物の浮き上がり量は、実験-0 に比較して小さくなっており、遮水壁の設置が構造物の浮き上がり変位抑止に効果があることを示唆している。また、同じ厚さの遮水壁を設置した場合では、構造物下の液状化層厚が薄いほど浮き上がり量が小さくなっている。

### 3-2 液状化圧による遮水壁の変形

液状化に伴い、遮水壁に生じる変形および曲げモーメントの分布を図-6, 7に示す。変位は遮水壁が構造物側に向かう方を正、曲げモーメントは遮水壁の構造物側が引張りとなる向きを正とした。曲げモーメントは単位奥行き当たりの値で示した。遮水壁は構造物側に弓状に変形しており液状化時における遮水壁内外の側圧の差（液状化圧）が作用して、遮水壁の変形が生じていることが確認できる。

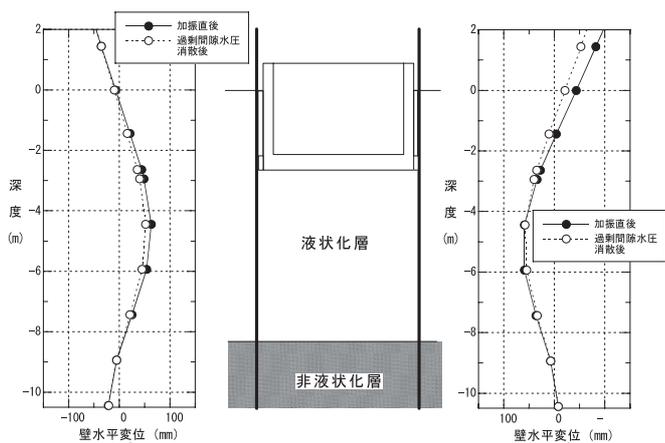


図-6 遮水壁の変形（実験-5）

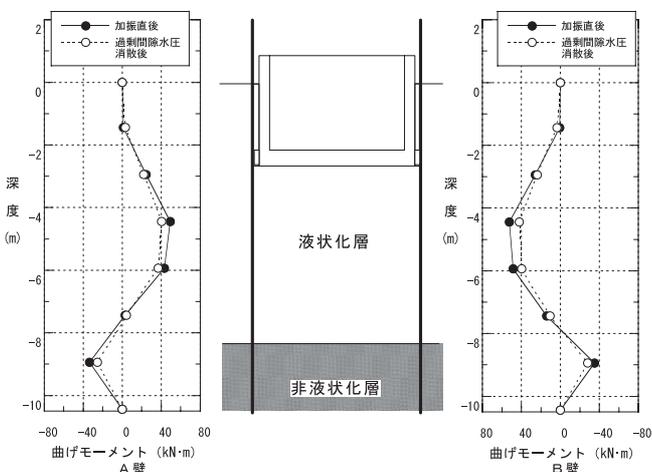


図-7 遮水壁の曲げモーメント分布（実験-5）

また、図-8に示すように、遮水壁の変形量は液状化層厚が厚く、非液状化層厚の薄い実験-3の方が実験-2よりも大きく、本対策工法の原理を反映したものと考えられる。遮水壁の曲げモーメント分布については、非液状化層厚が厚い実験-2の方が、実験-3よりも曲げモーメントの符号が反転する深度が浅くなっている。これは、遮水壁の非液状化層根入れ部の支持状態を反映したものである。

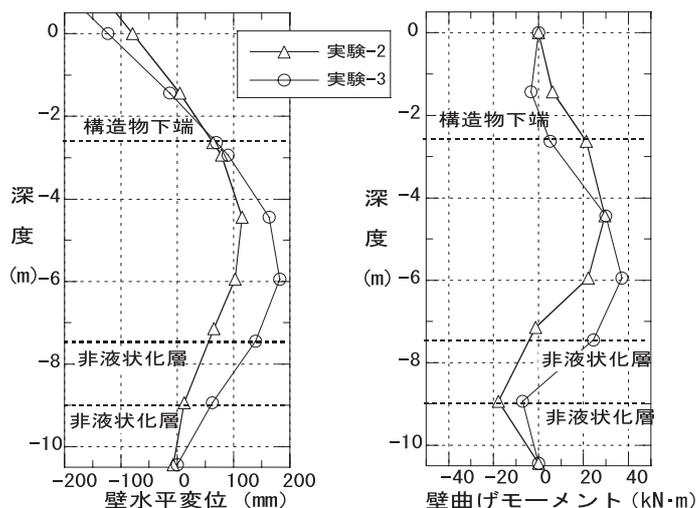


図-8 遮水壁の変形と曲げモーメント分布

### 3-3 構造物の浮き上がり量と遮水壁の変形

構造物の浮き上がり量の実測値と、遮水壁の変形量から算定した浮き上がり量の比較を図-9に示す。

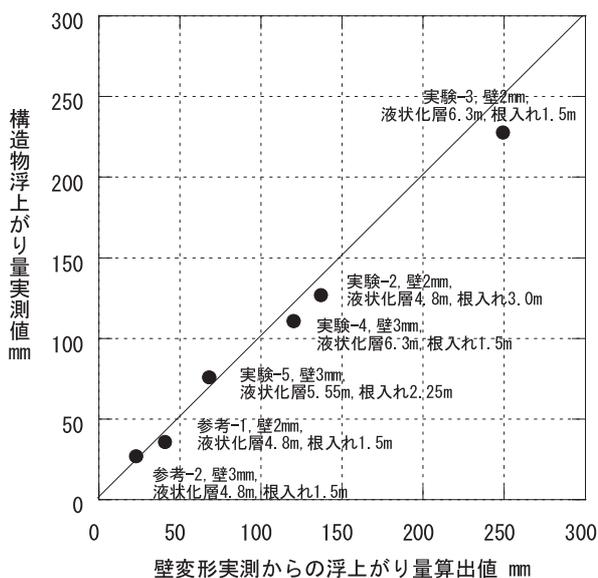


図-9 構造物の浮き上がり量実測値と遮水壁変形量実測値の関係

本対策工法の原理では、構造物下の液状化層は閉鎖空間化されているため、体積（面積）変化できない。したがって、遮水壁が液状化圧により構造物側に変形した場合には、その面積に相当する分だけ構造物が上方に変位する必要がある。その変位量は、構造物両側の遮水壁の変形面積の和を、構造物の幅で除した値となる。

図-9より、縦軸の値と横軸の値がほぼ同等となっており、遮水壁厚や液状化層厚等のパラメータの相違による偏りも見られない。したがって、本対策工法を適用した場合の構造物の浮き上がり量は、液状化圧が作用した状態の遮水壁の変形量を推定することにより算定できると考えられる。

### 3-4 構造物の浮き上がり量と梁バネモデル解析結果

前項では、構造物の浮き上がり量として遮水壁の変形の実測値を用いたが、ここでは梁バネモデルによる解析値を用いて実測値と比較する。図-10に梁バネモデルの概念図、図-11に構造物の浮き上がり実測量と遮水壁の変形面積の解析値の比較を示す。ここで行う梁バネモデルを用いた解析は、山留壁の解析に用いる弾塑性法と類似した方法であり、地中構造物下端と非液状化層が遮水壁を支持する構造をモデル化している。図-10の液状化圧  $q_1$  の定義として、地中構造物直下は構造物の接地圧となり、それ以深は、飽和単位体積重量  $\gamma_{sat} \times$  深度となる。また、 $q_2$  の定義も同様に、飽和単位体積重量  $\gamma_{sat} \times$  深度となる。 $q_1$  と  $q_2$

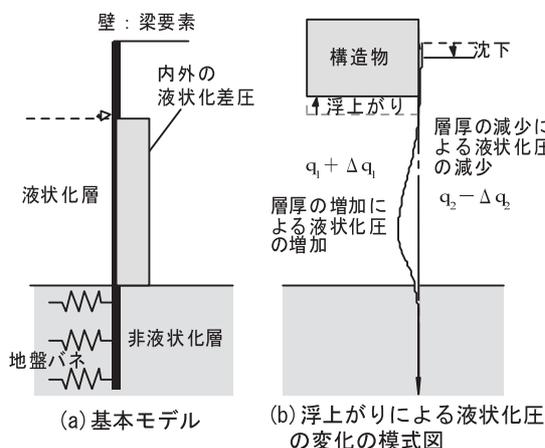


図-10 梁バネモデル概念図

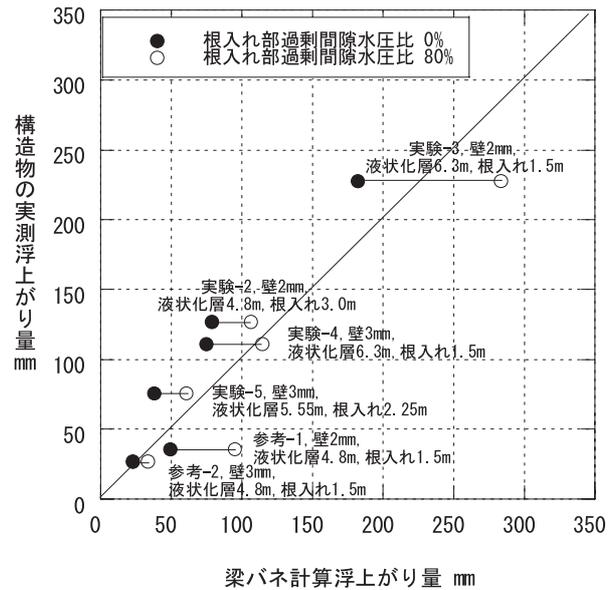


図-11 構造物の浮き上がり量実測値と遮水壁変形量解析値の関係

の差が液状化圧となる。構造物底版以浅の遮水壁内側に対して、実験においては構造物側面に寒天を充填しているが、遮水壁と接着していないため止水が破れる。そのため、解析に際しては、地表から構造物底版までは静水圧を作用させた。また実験時の現象を忠実に再現する目的で、粒状土を用いた非液状化層の過剰間隙水圧上昇に伴う剛性の低下を考慮した。さらに、地中構造物の浮き上がりに伴う遮水壁に作用する液状化圧の変化（図-10概念図右側）についても、実験時の現象を忠実に再現する目的で、実測値を用いて考慮した。

図-11に、非液状化層の剛性低下を考慮しない場合（過剰間隙水圧比 0%）と剛性低下を考慮する場合（仮に、過剰間隙水圧比 80%と設定）の梁バネモデルの計算値と、浮き上がり量の実測値との関係を示す。非液状化層の剛性低下の考慮の有無により解析結果に幅があるものの、両者は良く対応している。

図-12に遮水壁の変形および曲げモーメント分布の実測値と、梁バネモデルによる解析結果の比較を示す。実測値は加振直後の値を用いており、解析値は、非液状化層の剛性低下の考慮の有無 ( $u=0, u=80$ ) の両者を示している。梁バネモデルによる解析結果は実測値とよく対応している。

図-13に構造物の浮き上がり量と遮水壁の曲

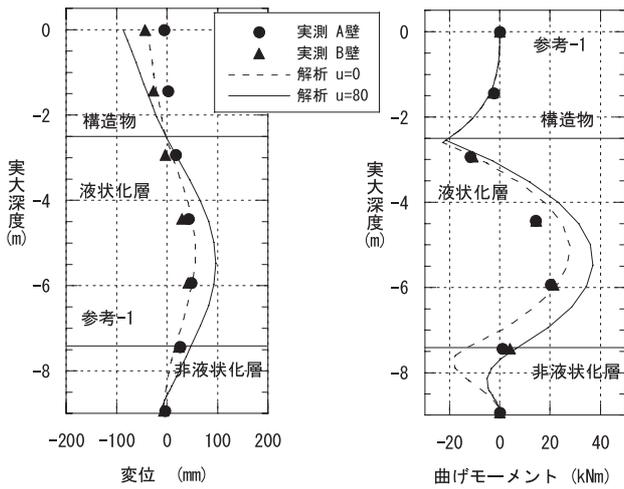


図-12 遮水壁の変形・曲げモーメントの実測値と解析値の比較 (参考-1)

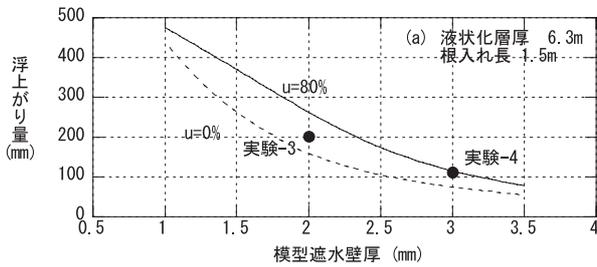


図-13 構造物の浮き上がり量と遮水壁厚さにおける実測値と解析値の比較

げ剛性の関係を示す。根入れ部非液状化層の過剰間隙水圧比が  $u=0, u=80$  の場合の解析値、および実測値をプロットしている。遮水壁の厚さのみが異なる実験結果と解析値はよく対応しており、梁バネモデルを用いた解析によって、遮水壁の剛性変化が構造物の浮き上がり量に与える影響を評価できることを示している。

#### 4. 構造物の浮き上がりに影響を与えるパラメータに関する試算

阪神高速道路の地下道路構造物に対する本液状

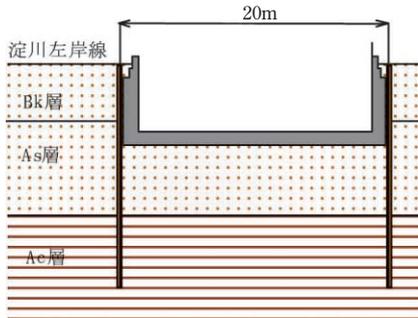


図-14 試算モデル図

化対策工法の適用性を検証すべく、淀川左岸線をモデルケースに設定し、構造物の浮き上がり量に影響を及ぼす要因に着目し

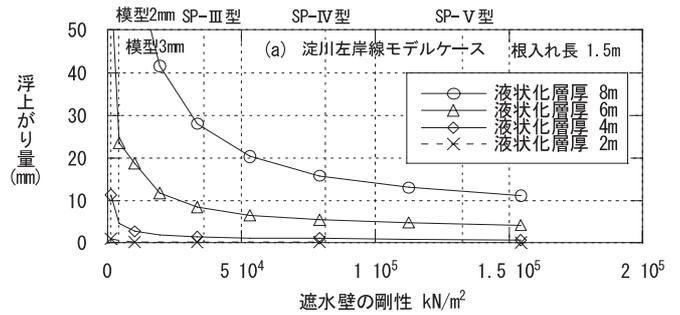


図-15 浮き上がり量と遮水壁剛性の関係

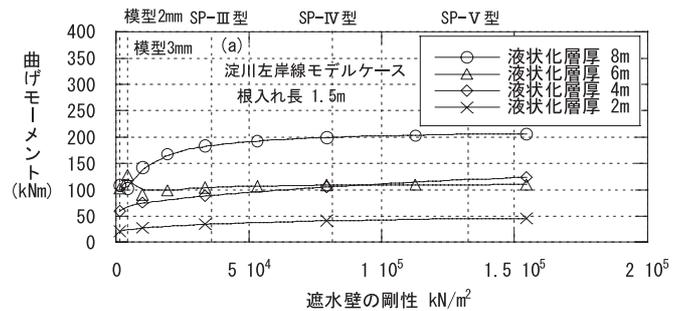


図-16 曲げモーメントと遮水壁剛性の関係

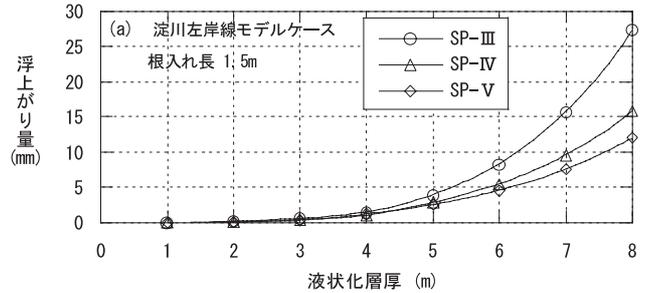


図-17 構造物の浮き上がり量と構造物下の液状化層厚の関係

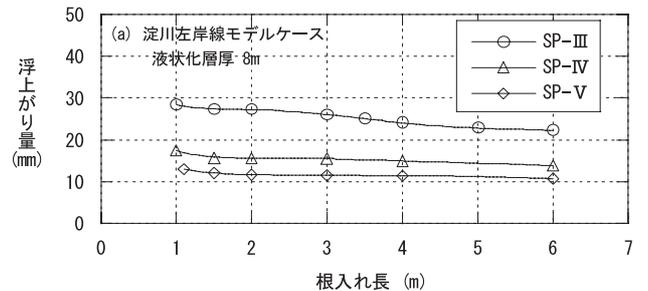


図-18 構造物の浮き上がり量と遮水壁根入れ長の関係

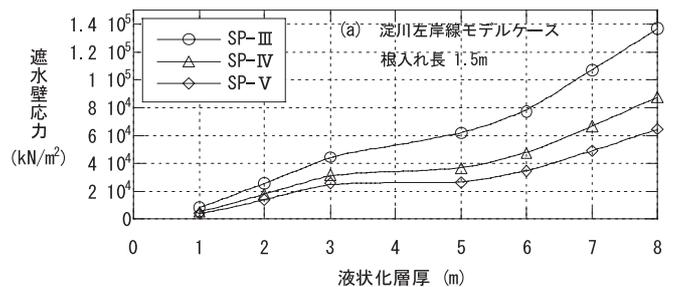


図-19 遮水壁応力度と構造物下の液状化層厚の関係

て試算を行った。地中構造物の見かけの比重は1.1、遮水壁根入れ層（非液状化層）はAc<sub>1</sub>層、鋼矢板の継手効率は100%とした。今回の計算では、根入れ地盤が粘性土(Ac<sub>1</sub>層)であり、過剰間隙水圧の上昇による剛性低下は考慮していない。

遮水壁の剛性と浮き上がり量および断面力との関係を図-15, 16に示す。淀川左岸線の場合、構造物下の液状化層厚が厚く、根入れ地盤のせん断剛性は比較的小さいが、SPⅢ型クラスの鋼矢板を用いれば、構造物の浮き上がり量は30mm程度に収まることが判る。また、遮水壁の断面力についても十分に許容できる範囲である。

構造物の浮き上がり量と構造物下の液状化層厚および遮水壁根入れ長との関係を図-17, 18に示す。これより、液状化層厚が小さくなると構造物の浮き上がり量が急激に減少する傾向が判る。また、構造物の浮き上がり量に及ぼす遮水壁の根入れ長の影響は小さいことが判る。

液状化層厚と遮水壁に発生する応力度の関係を図-19に示す。液状化層厚は遮水壁の載荷スパンに相当し、遮水壁応力度に対する影響は顕著であるが、図-19の範囲では、遮水壁の最大発生応力度は、 $1.4 \times 10^5 \text{kN/m}^2 (140 \text{N/mm}^2)$ 程度であり、鋼矢板の短期許容応力度( $270 \text{N/mm}^2$ )と比較しても、特段問題のないレベルである。

## 5. まとめ

遮水壁を用いて、地中構造物下の液状化地盤を

閉鎖空間化する浮き上がり対策工法について、遠心模型実験および梁バネモデル解析を実施し、検討を行った。本検討により以下の点が明らかとなった。

- 地中構造物下に液状化地盤がある場合、構造物周囲に遮水壁を設置することにより、地震液状化時に地中構造物の浮き上がり量を減少できる。
- 遮水壁設置後の地中構造物の浮き上がり量は、構造物下の液状化層厚が薄いほど小さく、遮水壁の剛性が大きいほど小さい。
- 遮水壁設置後の地中構造物の浮き上がり量は、液状化圧による遮水壁の変形面積と等価である。
- 遮水壁の変形に影響を与える要因は、解析（梁バネモデル）による評価が可能であり、地中構造物の浮き上がり防止工法の設計手法としても有効である。

## 参考文献

- 1) 浜田信彦, 小林寛, 吉村敏志: 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, 阪神高速道路公団技報第21号, 2003.
- 2) 浜田信彦, 小林寛, 吉村敏志, 後藤茂他: 遮水壁による地中構造物の液状化時浮上がり防止効果の研究(その1, その2), 土木学会第58回年次学術講演会, 2003.
- 3) 伊藤 学, 藤井康男, 中井 勉他: 遮水壁による地中構造物の液状化時浮上がり防止効果の研究(その4), 土木学会第59回年次学術講演会, 2004.

# PROTECTION METHOD OF BURIED STRUCTURES FROM SOIL LIQUEFACTION HAZARD BY MEANS OF CUTOFF WALLS

Toshihiko Naganuma, Manabu Ito, and Tsutomu Nakai

It is well known that a relatively light weight underground structure floats to the ground surface when a soil liquefies due to earthquake motion. Considering design method based on the concept that "The liquefiable strata just below the underground structure are made as a closed space being covered by cutoff walls", the authors investigated the uplift displacement affected by the rigidity of the wall and the thickness of liquefiable strata.

Test results revealed that existence of cutoff walls drastically decreases uplift displacement of the structure.