

遮水壁を用いた地中構造物の液状化時浮き上がり防止工法

清水建設 技術研究所 ○後藤 茂 真野英之 福武毅芳
阪神高速道路公団 工務部 浜田信彦 小林 寛 吉村敏志
清水建設 関西事業本部 清水文夫 竹東正孝

1. はじめに

地震により地盤が液状化すると地中に埋設された比較的軽量の構造物に浮上がり変位が生じることは広く知られている。釧路沖地震や兵庫県南部地震でのマンホールの浮上がりが生じており、更に大規模な構造物についても新潟地震での病院地下室の浮上がりや十勝沖地震での製紙工場中和槽の浮上がり等が報告されている。

従来は、このような液状化による構造物の浮上がりに対して、地盤改良による液状化の防止や杭やアンカーなどの浮き上がり反力部材の設置などが行われてきた。一方、これらとは別に、構造物周辺に遮蔽壁を設置することが浮き上がり変位の抑制に有効であるとの考えもあり、実験的検討¹⁾などが行われているが、構造物の浮上がり量に対する定量的効果などが明らかになっていない。

本研究では遮水壁で囲むことにより構造物下の液状化層を閉鎖空間化するという概念に基づく設計方法²⁾に着目し、遠心模型実験および数値解析を行って遮水壁の剛性や根入れ長さと構造物の浮上がり変位量の定量的検討を行った。それらの結果にもとづき地中構造物の浮上がり防止工法としての設計方法の実用性を検証した。

2. 対策工法の考え方

液状化に伴う浮上がりを対象とした従来の対策工法は液状化そのものを防止する方法や反力部材を設置して構造物を非液状化層につなぎ止める方法であり、浮上がり抑止原理が明確ではある。一方 本研究で対象としている工法は構造物周辺を遮水壁で囲むことだけであり、対策工法としての概念が異なる。この工法の対策原理は図1に示すように、液状化に伴う構造物の大きな浮上がり変位は構造物下部に液状化した地盤が回り込むことによって生じるとしてとらえ、遮水壁により地盤の回り込みを防止することである。言い換えるなら、構造物下の液状化層を遮水壁と構造物下面および非液状化層で囲むことにより、体積変化の出来ない閉鎖空間化することが原理である。

従って、遮水壁の非液状化層への根入れや構造物と遮水壁との取り合いは重要な項目であり、構造物と遮水壁の取り合いについては構造物と壁を剛結せず、相

対的な変位を許す設計を行う。つまり、液状化圧による壁の変形を構造物の浮上がり変位に転化することであり、壁の剛性や根入れ長などによりその量は制御することができる。また、遮水壁の根入れも液状化した時点で壁を支持している非液状化層が破壊されないように根入れを決める。

3. 対策工法の設計手順

図2に工法の設計手順フローを示す。この工法は地盤が液状化した時点での遮水壁の力学的な挙動を主眼に設計概念が構築されているが、液状化発生までに遮水壁が損傷されることを防ぐために、遮水壁の耐震性の確認も必要になる。また、構造物によっては地震直後の供用を要求されることもあるため、液状化終息後の沈下量も設計照査項目になる。

遮水壁の耐震性の評価には地盤の液状化の影響を考慮できる手法を用いる必要があり、今回の検討では有効応力解析を行っている。また、遮水壁の許容できる応力については通常用いられる許容応力度である必要

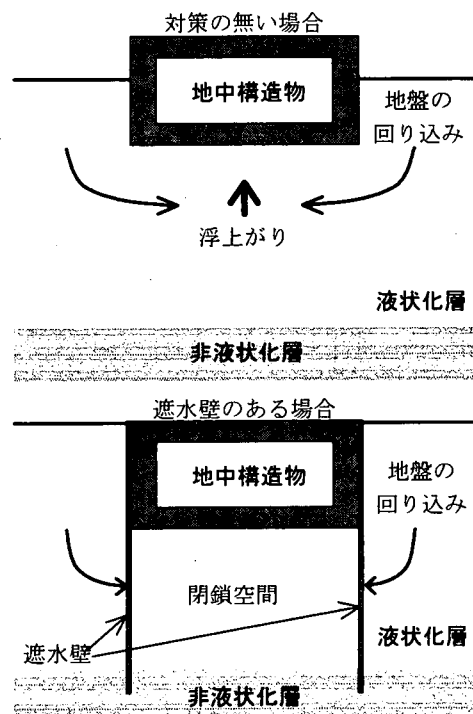


図1 対策工法の基本的概念

キーワード 液状化, 浮上がり, 対策工法, 遮水壁, 設計方法

連絡先 〒135-8530 東京都江東区越中島3-4-17 清水建設技術研究所 TEL 03-3820-5269

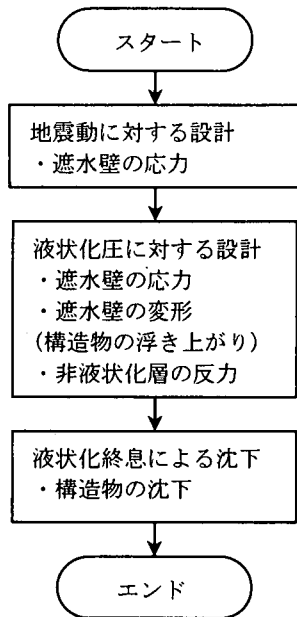


図2 対策工法の設計フロー

はなく、遮水壁の破壊しない範囲内で値を決められる。但し、遮水壁が塑性化する場合には液状化圧に対する検討でヒンジとして取り扱う等の配慮が必要である。

液状化圧に対する検討では壁内外から作用する液状化圧に対する遮水壁の応力・変形を主体に検討を行う。図3に液状化時の圧力分布概念図を示すが、地盤が液状化した時点での遮水壁へ作用する圧力は地盤の上下方向応力に等しいので明確に定まる。通常の場合は壁内外の液状化圧の深度方向の増分は同一であるから、遮水壁はその差圧である等分布荷重を受けることになる。構造物下の液状化層は閉鎖空間化されており、構造物と遮水壁が相対変位を許す設計をされていることから、その圧力により生じる壁の変形面積を構造物の幅で除することにより浮上がり変位が求められる。

既往の研究²⁾では遮水壁の変形の概略値を求める式として表1に示すような簡便な式を与えているが、より詳細な検討を行うために、本研究では地盤の弾塑性を考慮した梁バネモデルを用いて解析した。

液状化終息後の沈下については液状化現象を反映で

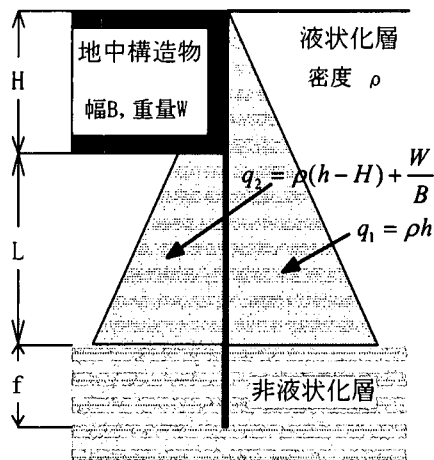


図3 液状化時作用圧の概念図

表1 簡便な解

遮水壁の応力
$M_{\max} = \frac{(q_1 - q_2)L^2}{8}$
$Q_{\max} = \frac{5(q_1 - q_2)L}{8}$
非液状化層のせん断力
$r = \frac{3(q_1 - q_2)L}{2f}$
構造物の浮上り量
$\delta = \frac{2}{B} \left(\frac{(q_1 - q_2)L^5}{320EI} + \frac{3(q_1 - q_2)L^2}{4fK_h} \right)$

きるものを用いることが必要であり、今回の検討では液状化時に経験したせん断ひずみに着目した沈下量の算定を行った。

4. 遠心模型実験による検証

液状化による地中構造物の浮上がり時の挙動を把握するとともに、遮水壁による構造物の浮上がり変位の抑止効果や地震動作用中の遮水壁応力に関する数値解析手法の検証用データを得るために遠心模型実験を実施した。

4.1. 実験概要

実験は、遠心加速度 30 g 下(縮尺 1/30)で行った。図4に実物換算した寸法で、実験模型を示す。地盤は液状化対象層と非液状化層の二層から構成されており、非液状化層は、振動締め固めを行った3号珪砂を用い、液状化層は、8号珪砂を空中落下法により、相対密度が60%となるように作成した。地盤材料の諸元を表2に示す。遠心力載荷過程で実施したベンダーエレメントによるS波速度(Vs)の計測結果を図4に併せて示した。Vsは、液状化層で50~130m/sec、非液状化層で約200m/secであった。

地中構造物は、7.5m×10.14m×3.54mのアルミ製で、根入れ深さは2.64mとした。構造物重量を構造物

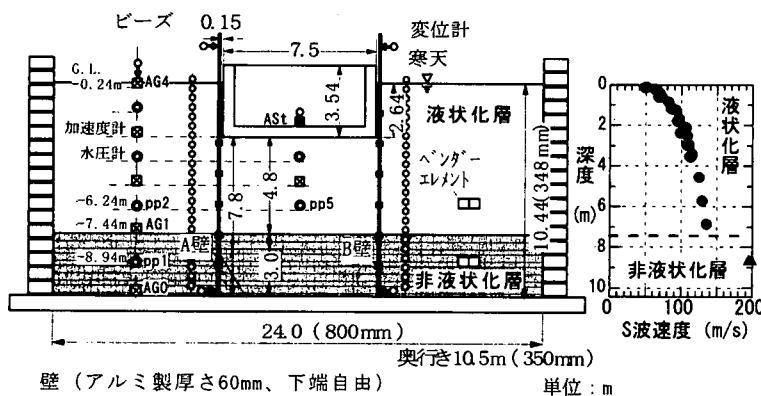


図4 実験模型 () 内は模型寸

表2 地盤材料の物理的性質

	液状化層	非液状化層
使用材料	8号珪砂	3号珪砂
平均粒径D50 (mm)	0.09	2.1
最小密度 (g/cm ³)	1.103	1.331
最大密度 (g/cm ³)	1.464	1.592
相対密度	0.60	0.98
飽和時密度 (g/cm ³)	1.80	1.98

表 3 実験ケース

実験名	遮水壁	非液化化層厚 (m)	構造物下 液化化層厚 (m)
実験-0	なし	3.0	4.8
実験-2	あり	3.0	4.8
実験-3	あり	1.5	6.3

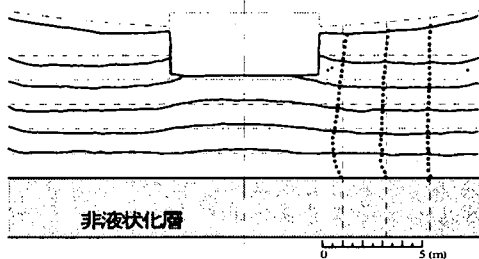


図5 実験後の地盤変位図 (実験-0)

に働く浮力で除した値は 1.16 である。遮水壁は、厚さ 2mm (実物換算 60mm) のアルミ板を用いた。設計法の妥当性を検証するため、遮水壁にある程度の変形が生じるように、壁厚は実構造物で使用される遮水壁の縮尺から想定される厚さより薄いものを使用した。アルミ板と土槽との境界は、薄いゴムシートを弛ませて両者に貼り付けることにより、止水性と壁の可動性を確保した。構造物と壁および土槽との隙間は、寒天を充填した。

実験ケースを表 3 に示す。実験は、遮水壁の有無、遮水壁の非液化化層への根入れ長さを変えた計 3 ケースを実施した。加振は、実物換算で振動数 2Hz、最大振幅 200gal、定常 25 波 (Case0 のみ 50 波) の正弦波を用いた。

4.2. 実験結果

実験-0 では、長手方向中心軸上に、予め色砂とビーズを設置しておいた。実験後に地盤を切り出し、変形性状を観察した結果が図 5 である。構造物側方深部において地盤に大きな水平変位が生じており、構造物の浮き上がりに伴う側方地盤の回り込みが確認できる。また、構造物直下の地盤の浮き上がりは、非液化化層直上より全層にわたって生じていることが確認できる。

実験-2 における加速度および間隙水圧の時刻歴の主なものを図 6 に示す。液化化層の過剰間隙水圧比は壁内(pp5)、側方地盤 (pp2) とも 1 に達し、完全に液化化に至っており、加速度 (AG4) も非常に小さな応答しか生じていない。一方、非液化化層の過剰間隙水圧比 (pp1) は、最大で約 0.8 であり、非液化化層上における加速度 (AG1) も加振終了直前にやや増幅するものの、入力とほぼ同じ応答を示している。以上のことから、加振中に非液化化層の剛性が失われることはなかったといえる。

各ケースの構造物の浮き上がり量を比較したものを図 7 に示す。図中の波線は、過剰間隙水圧が完全に消散した時点の浮き上がり量である。遮水壁のない実験

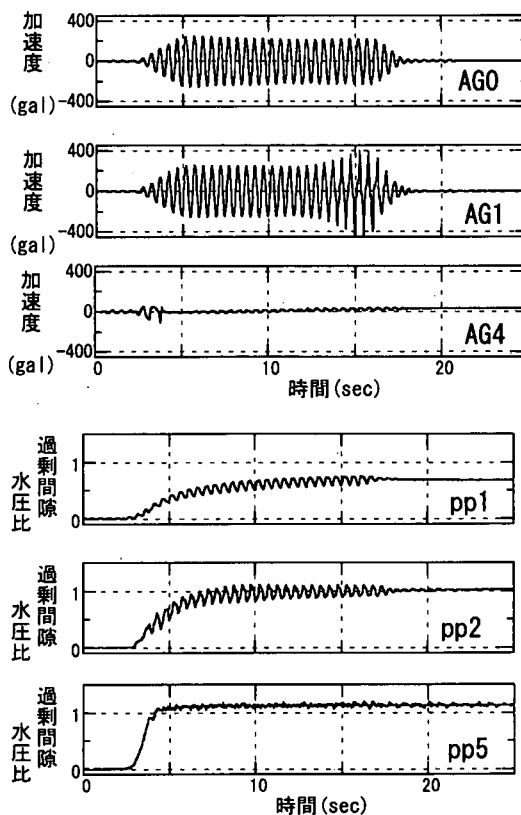


図 6 加速度および過剰間隙水圧比の時刻歴 (実験-2)

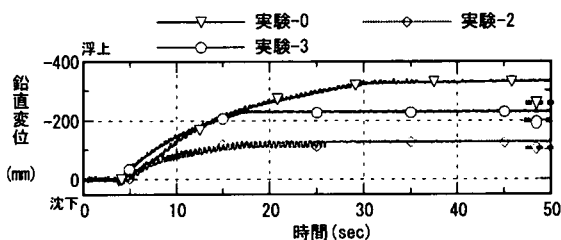


図 7 構造物の浮き上がり量の時刻歴

-0 は、加振終了直後、約 330mm の浮き上がりを生じた。これに対し、同地盤条件で遮水壁がある実験-2 では、加振直後から浮き上がり量が小さく、加振終了前にほぼ収束している。浮き上がり量は最大で 127mm であった。実験-3 は、液化化層厚が他と異なるので、傾向を一概に比較はできないが、最大 228mm の浮き上がりを生じた。

5. 遮水壁の耐震性の検証

地震動に対する遮水壁の健全性検証手段としての数値解析手法の妥当性を検証するために、2 次元 FEM による有効応力解析³⁾を用いて振動中の遮水壁模型の応力・変形などの再現性を検討した。

5.1 解析条件

地盤は R-O モデルとおわんモデル²⁾を用いたソリッド要素で、遮水壁は梁要素でモデル化した。構成式

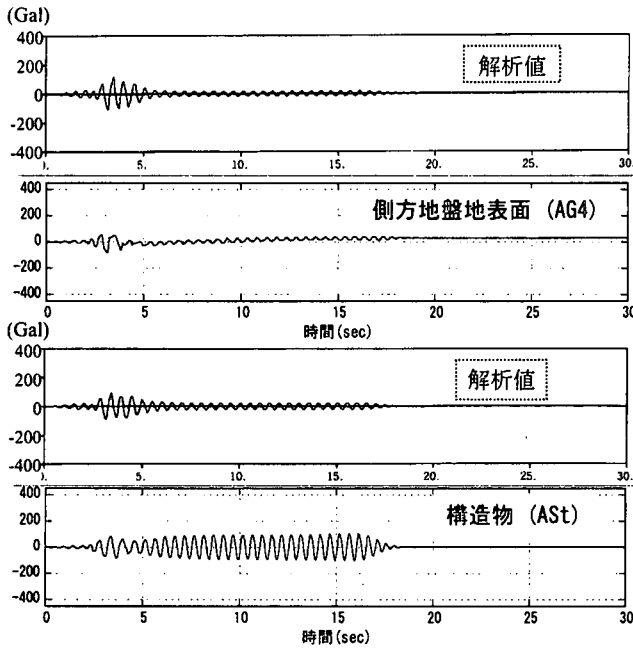


図8 遠心実験の加速度時刻歴の対比 (Case-②)

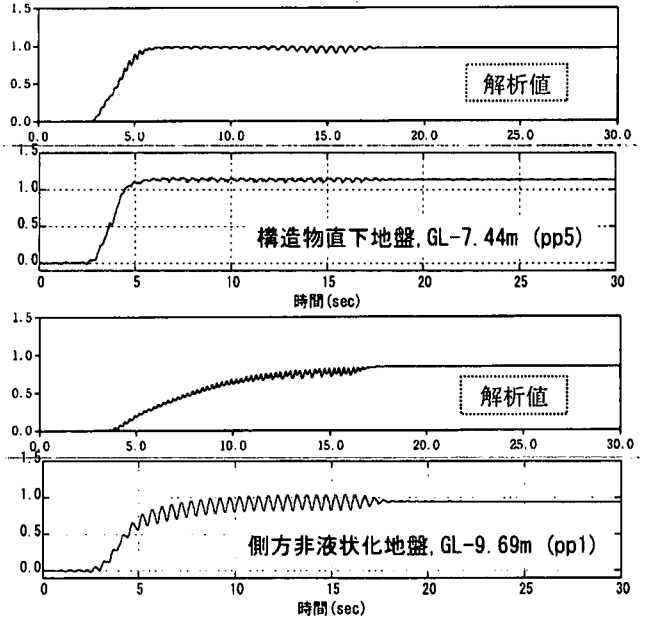


図9 遠心実験の過剰間隙水圧比時刻歴の対比 (Case-②)

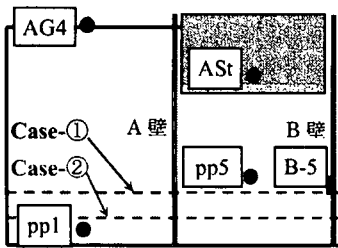


図10 遠心実験における時刻歴出力箇所

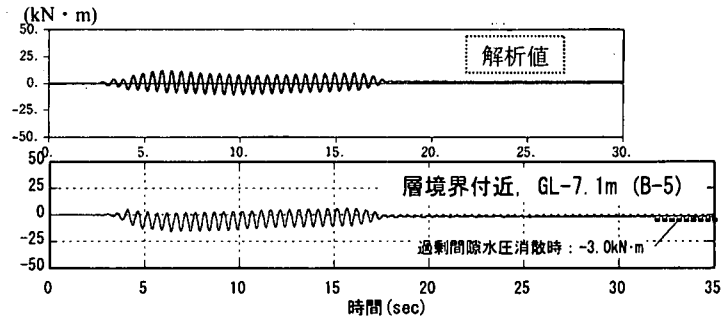


図11 遠心実験の壁の曲げモーメント時刻歴 (Case-①)

²⁾のパラメータは、 $G/G_0 \sim \gamma, h \sim \gamma$ 関係から R-O モデルのパラメータを設定し、液状化強度からダイレイタンスーモデル(おわんモデル)のパラメータを設定した。解析ケースは Case-①遠心模型実験(非液状化層厚 3.0m)、Case-②遠心模型実験(非液状化層厚 1.5m)、である。地盤と遮水壁は3重節点とし、鉛直方向には自由に滑る条件とした。

5.2. 解析結果

Case-①, ②の解析結果ともに液状化層(8号珪砂)は全層液状化に至ったが、非液状化層(3号珪砂)では水圧比は90%程度まで上昇しているものの、液状化には至っていない。壁の内外の液状化程度に大差は見られない。これは、遮水壁を設置することによる以下の2項目の効果が同程度に作用したためと思われる。

- ① 構造物下で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、液状化しやすくなる。
- ② 壁間地盤は、せん断変形が抑制され液状化しにくくなる。

図8に加速度時刻歴を示す。液状化により地表面(AG4)や構造物(ASt)の加速度は小さくなっており、実験値とも対応している。図9に過剰間隙水圧比時刻歴

を示す。実験値・解析値ともに5秒付近で液状化に至っており、この時刻で加速度振幅が小さくなっている。非液状化層では、実験値・解析値ともに90%程度まで上昇している。上昇速度は液状化層に比べて緩やかであり、サイクリックモビリティが見られる。

以上述べた結果を、Case-①(非液状化層3.0m)と比較すると、解析上はあまり顕著な差は無い。

図11に、Case-①におけるB壁の最大応力の生じた部分(液状化層・非液状化層境界部)の曲げモーメント時刻歴を示す。実験では、壁が弓状に永久変形を生じており、値が残留している(-3.0kN・m)が、解析では残留傾向は見られない。

6. 液状化圧に対する遮水壁の変形評価法

6.1. 解析概要

地盤から液状化圧が作用した状態の遮水壁を梁バネモデルを用いて解析した。主な算出項目は構造物の浮き上がり量、遮水壁の応力および変形量である。解析モデルを図12に示す。非液状化層の地盤バネは、受働土圧を上限としたパイリニアとした。加振前の同層のVsが約200m/secであることから、N値10、 $\phi=35^\circ$

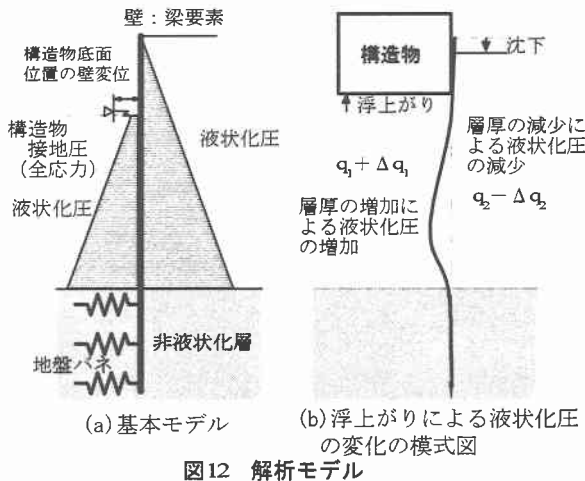


図12 解析モデル

と仮定し、山留め設計施工指針より、水平地盤反力係数 kh を 10MN/m^3 とした。構造物直下の応力は、構造物+寒天（比重 1.0）の重量および体積を考慮して求めた。実験では、充填材として寒天を用いたため、構造物底面深度において、壁に水平変位が生じた。寒天を考慮した解析は困難なため、底面位置の壁変位は実験値（実験-2：60mm，実験-3：40mm）を入力した。

実験では、非液状化層においても間隙水圧の上昇が確認されたので、これによる同層の剛性低下を考慮したケース、および、図 12(b)に示したように、構造物の浮上りおよび側方地盤の沈下により、壁の両側の液状化圧が変化することを考慮したケースについても解析を実施した。

6.2. 解析結果

壁の上下端の変位および歪みゲージによる曲げ歪みの計測値より、壁の変形および曲げモーメントを算出した結果を、解析結果と併せて図 13 に示す。非液状化層の水圧上昇を考慮すると、実験-2 では変形が計測値と良く一致してくる。一方、非液状化層厚の薄い実験-3 では、受働抵抗の低下により、非液状化層において、壁が大きく回転を起こし、変形を過大に評価している。非液状化層の水圧上昇に加え、浮き上がりによる液状化圧の変化を考慮すると、両ケースとも実測値と良い一致をみた。また、解析において壁内部の土の体積が不変として求めた浮上り量は、水圧変化と浮上りによる液状化圧の変化の両方を考慮したケースでは、実験-2, 3 でそれぞれ 141mm, 365mm となった。根入れの十分でない実験-3 ではやや大きめの値となったが、実験-2 は良く一致している。

7. 実構造物での設計事例

図 14 に遮水壁を用いた浮上り防止工法を適用した工事の概念図を示す。この工事は幅約 20m の道路地下導入部であり、本体構造物である道路の建設のため

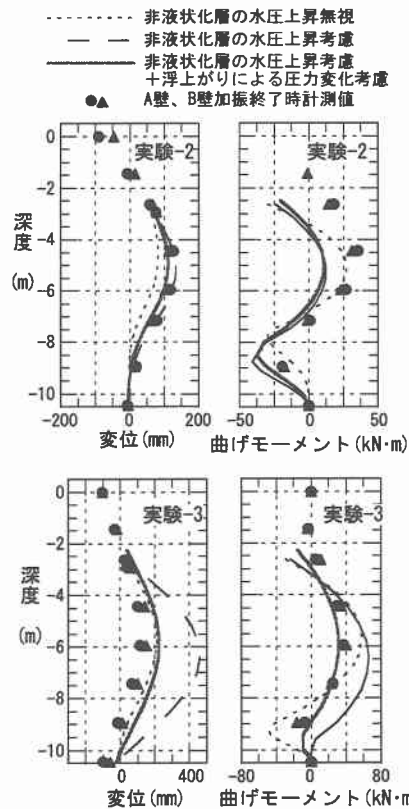


図13 遮水壁の変形、曲げモーメント分布

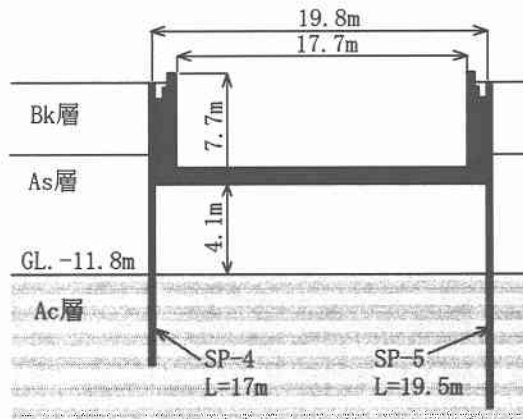


図14 適用工区概念図

の山留め壁である鋼矢板が残置されている。図中の地層の Bk 層および As 層が液状化層であり、Ac 層が非液状化層として取り扱った粘性土層である。構造物を囲む遮水壁は SP-4 および SP-5 であり、構造物と遮水壁の間は低強度のセメント改良土で埋め戻している。

遮水壁の耐震性検討については遠心模型実験の場合と同様に有効応力解析手法を用いた。地盤条件と解析モデルを図 15 に示す。図 16 に示す解析用入力地震動により Bk 層と As 層で過剰間隙水圧が 100% に達し液状化にいたった。また、壁の内側と外側の液状化程度を比べると、前述の[効果①]が勝り、矢板間地盤の方

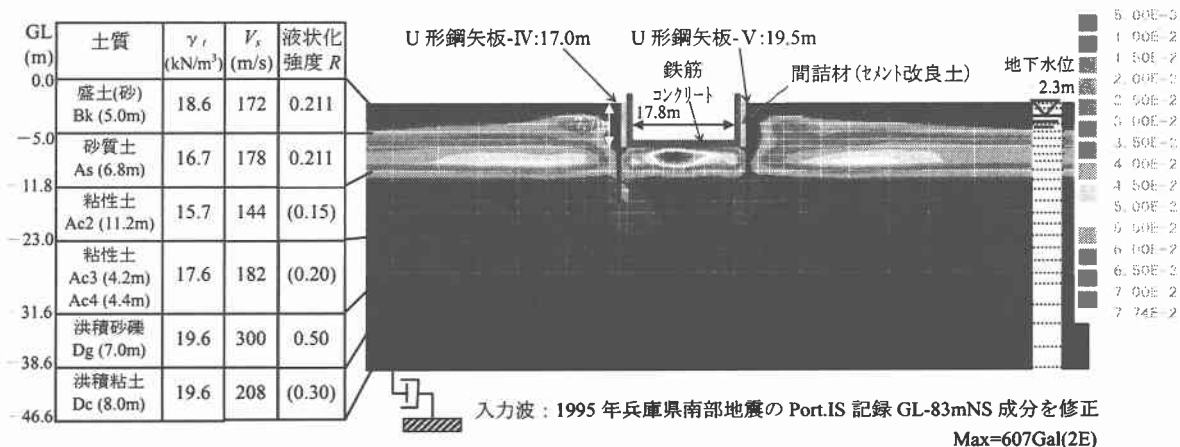


図15 実構造物の解析条件と最大せん断ひずみ分布

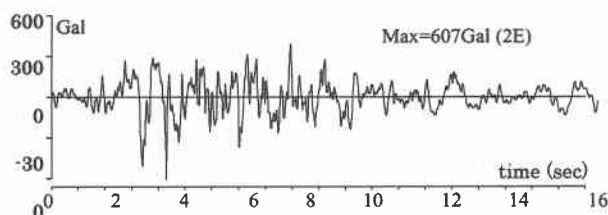


図16 解析に用いた入力加速度 (Port.IS波を修正)

が液状化しやすい傾向にあった。この傾向は図15に示された最大せん断ひずみ分布からもうかがえる。

最大変位は、道路底版で22.3cm、矢板頂部で28.3cm、解析底面で8.6cmである。図17は地震動作用中の遮水壁の最大応力の深度分布であるが、地震動による遮水壁の応力は通常の許容応力度程度であった。

液状化圧に対する検討は地盤の弾塑性を考慮した梁バネモデルにより行ったが、非液状化層に塑性化領域はほとんど生じなかった。液状化差圧による壁の変位と曲げモーメント分布を図18に示すが、壁の変形から算出される構造物の浮上がり変位量は4mm程度と極めて小さかった。また、液状化終息後の沈下については周辺地盤と同程度の値が生じることが明らかになった。以上のことから、本工区に遮水壁を用いた浮上がり防止工法を適用することが可能であると判断した。

8. まとめ

遮水壁を用いて構造物下の液状化地盤を閉鎖空間化するという発想に基づく液状化時の地中構造物の浮上がり防止工法の検討を行った。この工法は残置山留め壁がある場合に経済的に有利になる工法であり、構造物下の地盤に処置を必要としないことから、既設構造物の対策にも適用できる可能性がある。さらに、長手構造物の縦断方向の取り扱いや沈下発生時期の制御などの検討を進めて実用性を高めていく予定である。

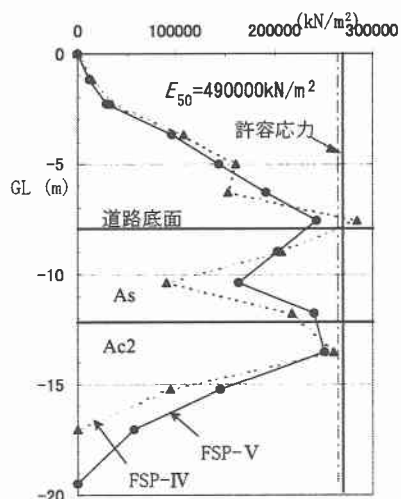


図17 実構造物の遮水壁の緑応力の最大値分布

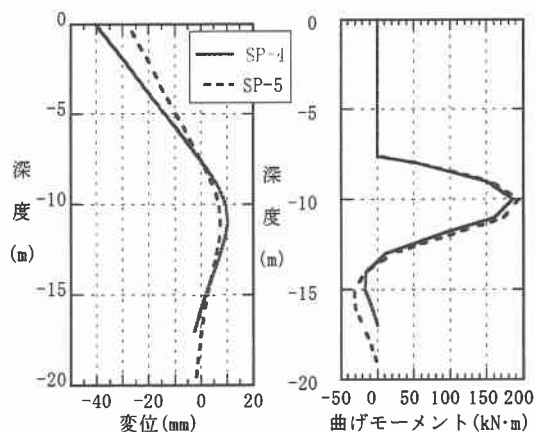


図18 遮水壁の変位と曲げモーメントの分布

参考文献 1) 佐々木他(2002):地中構造物の浮上がり予測手法に関する検討, 第37回地盤工学研究発表会, pp1775-1776
2) Yoshimi, Y. (1998): Simplified design of structures buried in liquefiable soil, Soils and Foundations, Vol. 38, No. 1, pp. 235-240, 3) 福武毅芳(1997):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