

# 数値解析による液状化対策工の 定量的な効果判定と最適な工法選定の検討

蔡飛<sup>1</sup>・鵜飼恵三<sup>2</sup>・萩原敏行<sup>3</sup>

<sup>1</sup>群馬大学工学部建設工学科助手 (〒376-8515 群馬県桐生市天神町1-5-1)

E-mail:cai@ce.gunma-u.ac.jp

<sup>2</sup>群馬大学工学部建設工学科教授 (〒376-8515 群馬県桐生市天神町1-5-1)

E-mail:ugai@ce.gunma-u.ac.jp

<sup>3</sup>西松建設株式会社技術研究所 (〒243-0303 神奈川県愛甲郡愛川町中津4054)

E-mail:toshiyuki\_hagiwara@nishimatsu.co.jp

既設構造物周辺地盤の液状化対策工法として、構造物の周りに矢板もしくは鋼管杭を打設する工法、透水性のよい薬液（特殊シリカ系水ガラス）を注入材として用いる浸透固化処理工法等が提案されている。このような液状化対策工法の定量的効果判定と最適な工法選定手法は、社会的・工学的ニーズが大きいものの、十分には確立されていないのが現状である。本論文では、数値解析による液状化対策工の定量的な効果判定と最適な工法選定の検討を行った。既設タンク周辺地盤の地震時挙動を、2次元有効応力液状化解析によりシミュレートし、上述の3種類の液状化対策工法の対策効果を定量的に示した。解析結果から得られた図表を用いて、各種対策工のコスト比較により最適な工法選定が可能であることを示した。

**Key Words** : liquefaction, numerical analysis, piles, soil improvement, optimization

## 1. はじめに

砂質土地盤では、強い地震動による液状化の発生により、地盤の支持力が失われるので、その地盤によって支持されていた構造物は傾斜、転倒、沈下、崩壊などを起こし、地盤や構造物に大きな被害が生じる。このような被害を未然に防止あるいは最小限に食い止めるためには、想定する地震動レベルと構造物の重要度に応じた合理的な液状化対策を施さねばならない。貯蔵タンクや盛土等既設構造物地盤の液状化対策工として、構造物の周りに矢板もしくは鋼管杭を打設する工法、透水性のよい薬液（特殊シリカ系ガラス）を注入材として用いる浸透固化処理工法等がしばしば用いられている<sup>1)</sup>。このような液状化対策工の定量的な効果判定と最適な工法選定の手法は、社会的・工学的な意義が大きいものの、十分には確立していないのが現状である。特に、レベル2地震動に対しては、液状化による地盤の定量的な変形予測が、最適な液状化対策工法選定のネックとなっている。最適工法の選定要因として、対策効果、経済性の他、地盤条件、施工条件、周辺環境への影響等の項目が考えられる。

本論文では、これらの要因のうち最も重要度の高い対策効果、経済性に着目して、2次元有効応力液

状化解析により各種液状化対策工法の比較検討を行った。まず、既設構造物（タンクを例とした）地盤の液状化による沈下量を計算し、遠心振動載荷実験の結果と比較し、解析結果より得られた液状化による地盤の沈下量が実験結果とほぼ一致することを明らかにした。次に、同じ構造物および地盤条件において、矢板工法、鋼管杭工法、および浸透固化処理工法について液状化対策工の効果を液状化解析により定量的に比較した。

解析結果より、各種対策工についてコストが簡便に行えるような図表を提案し、最適な液状化対策工法の選定が可能であることを示した。

## 2. 液状化数値解析システム

本液状化解析システムは以下の3パーツからなる：(1)要素試験のシミュレーションにより材料の構成式のパラメータを決めるプログラム、(2)加振前の初期応力を解析するプログラム、(3)液状化解析プログラム。

液状化解析プログラムには、動的支配方程式の $u$ - $p$ 定式化を用いている。ビオの理論により、全体系の動的支配方程式が下式で表される。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} - \mathbf{Q}\mathbf{p} = \mathbf{f}^u \quad (1)$$

ここで、 $\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{K}$ ,  $\mathbf{Q}$  はそれぞれ質量マトリクス、剛性マトリクス、関連マトリクスであり、 $\mathbf{u}$ ,  $\mathbf{p}$ ,  $\mathbf{f}^u$  はそれぞれ変位、間隙水圧、全体系における外力ベクトルである。

間隙水に関する動的支配方程式は下式で表される。

$$\mathbf{Q}^T \dot{\mathbf{u}} + \mathbf{H}\mathbf{p} + \mathbf{S}\mathbf{p} = \mathbf{f}^p \quad (2)$$

ここで、 $\mathbf{H}$ ,  $\mathbf{S}$  はそれぞれ浸透マトリクス、圧縮マトリクスであり、 $\mathbf{f}^p$  は間隙水に関する外力ベクトルである。

動的支配方程式の時刻暦数値積分はニューマーク法を用いて行う。ステップ  $n$  での加速度、速度、変位、間隙水圧の変化、間隙水圧を用いて、ステップ  $n+1$  での加速度、速度、変位、間隙水圧の変化、間隙水圧がそれぞれ以下の式で表される。

$$\ddot{\mathbf{u}}_{n+1} = \ddot{\mathbf{u}}_n + \Delta\ddot{\mathbf{u}}_n \quad (3)$$

$$\dot{\mathbf{u}}_{n+1} = \dot{\mathbf{u}}_n + (1 + \theta_1)\Delta\dot{\mathbf{u}}_n \quad (4)$$

$$\mathbf{u}_{n+1} = \mathbf{u}_n + \Delta\dot{\mathbf{u}}_n\Delta t + \frac{1}{2}(1 + \theta_2)\Delta\ddot{\mathbf{u}}_n\Delta t^2 \quad (5)$$

$$\dot{\mathbf{p}}_{n+1} = \dot{\mathbf{p}}_n + \Delta\dot{\mathbf{p}}_n \quad (6)$$

$$\mathbf{p}_{n+1} = \mathbf{p}_n + (1 + \theta_1)\Delta\mathbf{p}_n \quad (7)$$

ここで、 $\theta_1$ ,  $\theta_2$  は積分係数であり、数値積分を無条件に安定とするために、 $\theta_2 \geq \theta_1 \geq 1/2$  のように選ぶ。式(3)～(7)を(1)と(2)に代入すれば、下式が得られる。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M} + \frac{1}{2}\theta_2\Delta t^2\mathbf{K} & -\theta_1\Delta t\mathbf{Q} \\ -\theta_1\Delta t\mathbf{Q}^T & -(\theta_1\Delta t\mathbf{H} + \mathbf{S}) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\ddot{\mathbf{u}}_n \\ \Delta\dot{\mathbf{p}}_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Psi_{n+1}^u \\ \Psi_{n+1}^p \end{Bmatrix} \quad (8)$$

$$\Psi_{n+1}^u = \mathbf{f}_{n+1}^u - \mathbf{M}_{n+1}\ddot{\mathbf{u}}_{n+1} - \int_{\Omega} \mathbf{B}_{n+1}^T \sigma' d\Omega + \mathbf{Q}_{n+1}\mathbf{p}_{n+1} \quad (9)$$

$$\Psi_{n+1}^p = -(\mathbf{f}_{n+1}^p - \mathbf{Q}_{n+1}\dot{\mathbf{u}}_{n+1} - \mathbf{H}_{n+1}\mathbf{p}_{n+1} + \mathbf{S}_{n+1}\dot{\mathbf{p}}_{n+1}) \quad (10)$$

式(8)は非線形方程式である。プログラムには、初期剛性法（修正Newton-Raphson法）を用いて、動的な非線形方程式を解く手法を採用した。さらに、ライン・サーチとBFGS法を用い、収束計算を加速させ、ステップごとに誤差をコントロールしながら、安定かつ高速な有効応力液状化解析を実現した。詳細は参考文献2)を参照されたい。

地震時の土の応力 - ひずみ関係は非常に複雑なものである。数値解析に用いた構成式は土の地震時の主な特徴（例えば、残留変位、ダイレイタンシー、ヒステリシス等）をモデル化できねばならない。本有効応力液状化解析では、Zienkiewiczの研究グループが開発した一般化塑性モデル<sup>3)</sup>を用いた。

### 3. 動的遠心模型実験結果との比較

実験システムの全体概要図を図 - 1 に示す。実験には大型せん断土槽（幅 650mm，奥行 400mm，深

さ 500mm）を使用し、試料には 8 号硅砂を用いて相対密度(Dr)が 50%となるように空中落下法により砂地盤を作成の上、サーチャージとしてジルコンを敷いた後、容器底部から間隙流体である水を浸透させて、模型地盤の地表面まで十分飽和させた。タンクのモデル化はタンク荷重とタンク底板のみにとどめ、アルミ製肉厚 1mm の箱（幅 140mm）とし、2次元的な実験を行った。遠心力場 50g で 100kPa の荷重となるようにタンク内部に鉛散弾を敷いた。入力地震波は、卓越周波数 100Hz の正弦波 20 波、水平加速度 13g，加振時間 0.2 秒であり、実物換算の入力地震は、図 - 2 に示すように、水平加速度は 260gal，加振時間は 10 秒である。実験装置には、加速度、間隙水圧、変位センサーが設置されており、各センサーの設置位置を図 - 1 に示す。

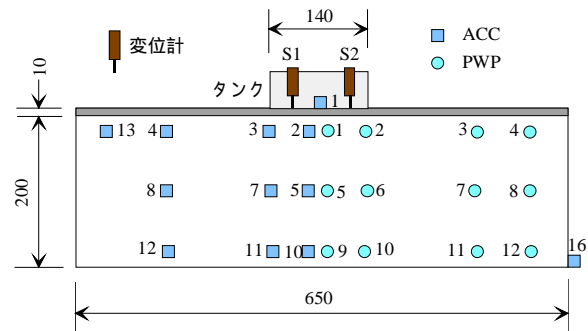


図 - 1 動的遠心実験の断面図

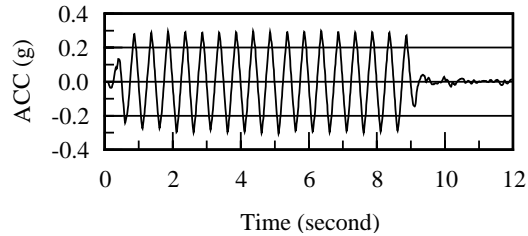


図 - 2 入力地震波

実験には西松建設技術研究所所有の遠心振動載荷実験装置（有効半径3.8m，最大遠心加速度150g）を使用して遠心加速度50gで実施した。したがって、実物換算するとタンク幅7m，地盤厚さ10mに相当する<sup>4)</sup>。

相対密度が 50% の 8 号硅砂に対して、Zienkiewiczらの提案した弾塑性構成式のパラメータを決めるため、供試体は遠心実験中と同じように空中落下法により作成し、静的圧密排水三軸試験と動的圧密非排水三軸試験が行われた。Zienkiewiczらの提案した弾塑性構成式は静的と動的三軸試験の実験結果をともに良くシミュレートできることが明らかになった<sup>2)</sup>。

解析に用いられた入力振動は、模型実験で測定された入力波を重力スケールに変換し、底面節点に与えた。図 - 3，図 - 4 において青線は原型サイズで表示している実験結果、黒線は解析結果である。

タンク下の間隙水圧計では、解析で得られた間隙水圧は実験結果より大きいものの、タンクから離れた砂地盤中の間隙水圧計では、図 - 3 に示すように、解析結果は実験結果を良好にシミュレートしている。

加振中のタンクの沈下履歴曲線における解析と実験結果の比較を図 - 4 に示す。解析の沈下が実験より約 2 秒の遅れを示し、最終沈下量も約 10% 小さいが、全体の沈下傾向は解析値と実験結果が概ね一致しているといえよう。解析結果と遠心振動模型試験の結果（加速度、間隙水圧、表面沈下の履歴）の比較より、解析の有効性が示された。詳細は参考文献 2) を参照されたい。

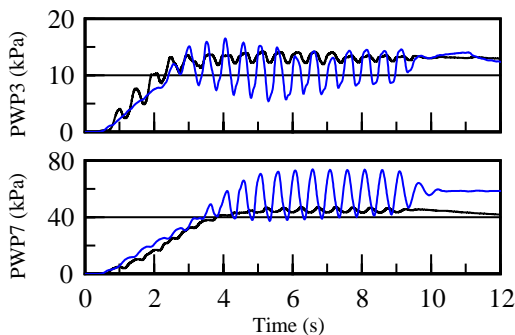


図 - 3 過剰間隙水圧の経時変化（青線：実験結果，黒線：解析結果）

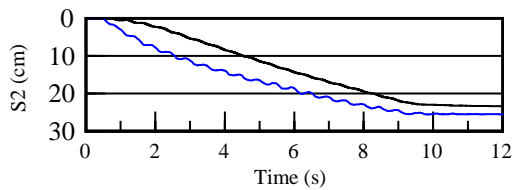


図 - 4 点 S2 の沈下量の経時変化（青線：実験結果，黒線：解析結果）

#### 4. 液状化対策効果の定量的な比較

##### (1) 解析ケース

前述の動的遠心模型実験結果と解析結果に示したように地盤の液状化によるタンクの沈下量は大きいので、液状化対策工を施さねばならない。本研究では、大きく分類して矢板工法、鋼管杭工法、および浸透固化処理工法の3種類の液状化対策工について、タンクの最大断面を用いて2次元解析を行い、主にタンクの沈下量に着目して比較・検討した。

矢板工法、鋼管杭工法については表 - 1 に示すような根入れ深さで解析を行った。矢板、鋼管杭の曲げ剛性はそれぞれ  $0.203, 27.4 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$  であり、解析では弾性材料とした。透水性矢板の透水係数は砂地盤と同じであると仮定した。また、矢板および鋼管杭の効果をよりよくするために、タンク両側に打設した矢板もしくは鋼管杭の頭部をタンク基礎と直接に連結し、解析では矢板もしくは鋼管杭の頭部の水平変位を常に同じであるようにした。解析したケースを表 - 1 に示す。

浸透固化処理工法についてはまずタンク直下だけを改良したケースを計算した。解析では、弾完全塑性モデルを用いて改良土をシミュレートした。改良土の粘着力と改良深さを変え、表 - 2 に示すケースを解析した。次に、粘着力  $c=9.81 \text{ kPa}$  においては改良域とタンクの沈下量の関係を求めるためにさらにさまざまな改良域（深さと幅）で解析を行った。

表 - 1 矢板と鋼管杭の解析ケース

対策工	根入れ深さ(m)	沈下量(cm)
無対策	-	23.8
矢板	3.5	19.9
矢板	5.5	19.2
矢板	7.5	20.6
矢板	10.5	24.6
透水性矢板	5.5	19.9
鋼管杭	3.5	15.7 (24.4)*
鋼管杭	5.5	13.6 (21.0)*
鋼管杭	7.5	12.9 (19.6)*
鋼管杭	10.5	12.6 (19.5)*

注：\*括弧内の沈下量はタンク両側の鋼管杭の杭頭がタンク基礎と連結していないときの値である。

表 - 2 改良土の解析ケース

粘着力 $c$ (kPa)	改良深さ(m)	沈下量(cm)
4.91	5.5	4.74
4.91	10.5	0.16
9.81	3.5	11.1
9.81	5.5	4.55
9.81	10.5	0.14
19.6	3.5	10.2
19.6	5.5	4.20
19.6	10.5	0.15
39.2	3.5	9.02
39.2	5.5	3.64
39.2	10.5	0.15

##### (2) 矢板を対策工とした場合の結果

矢板で改良したケースのタンク沈下量を表 - 1 に示す。矢板をタンクの端に入れても、すべてのケースでタンクの沈下が改善されるのではないということがわかった。また、根入れ深さを支持力地盤まで到達させたときにタンク沈下量を最小にさせるのではなく、地表面と支持力地盤のほぼ中央部である根入れ深さ 5.5m のときに最小となった。矢板が液状化によるタンクの沈下を改善できない原因は 2 つあると考えられる。(1) 矢板の曲げ剛性が低く、図 - 5 に示すように、タンク下の砂地盤の液状化による側方変位を押さえることができない。(2) 矢板が不透水であるので、タンク下の振動により生じた高い過剰間隙水圧を周辺地盤へ消散することができなくなる。図 - 6 に示す過剰間隙水圧の分布図より、矢板がタンク下の過剰間隙水圧を周辺に伝えないようにしていることがわかる。矢板が支持力地盤まで到達してい

るとき、タンク下で過剰間隙水圧がより上昇していることがわかる。これが、矢板の根入れ深さが、地表面と支持力地盤の中間点を過ぎるとタンク沈下量を増加させた原因の一つであろう。

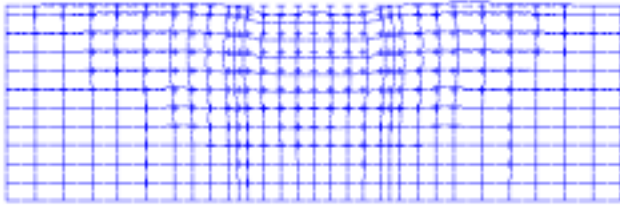


図 - 5 加振後の変位分布図（変位を2倍にした，矢板の根入れ深さ=5.5m）

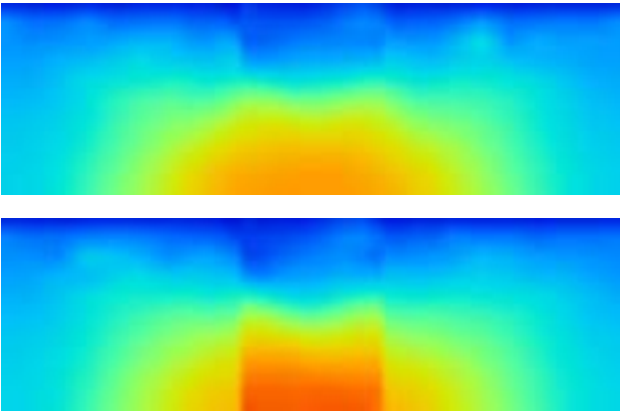
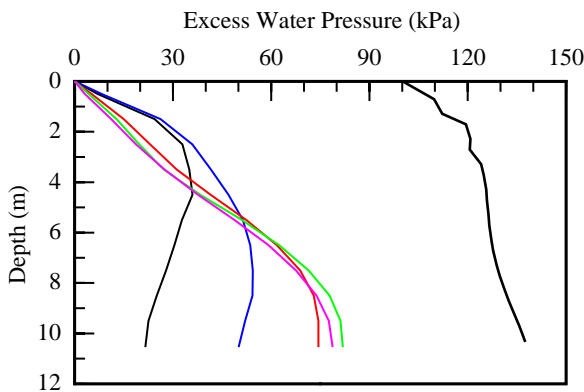
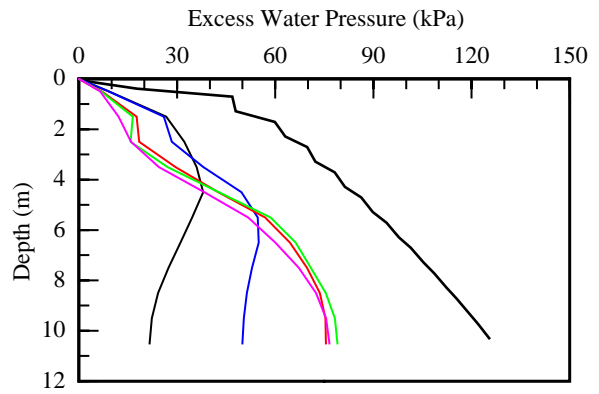


図 - 6 過剰間隙水圧分布図（上図：矢板の根入れ深さ=5.5m；下図：矢板の根入れ深さ=10.5m）

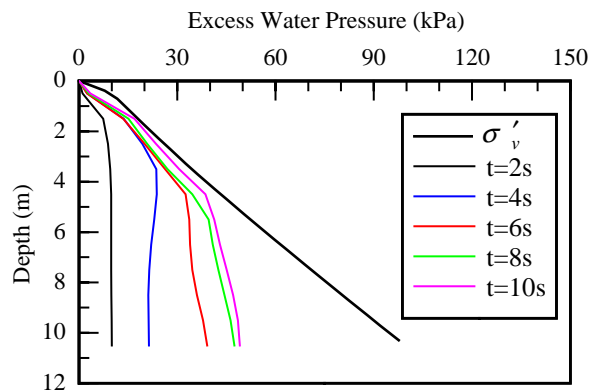
最もタンク沈下量が少なかった根入れ深さ5.5mの各時刻における過剰間隙水圧の分布を図 - 7に示す。タンク下中央とタンクの端から0m地点での加振前有効土被り圧と過剰間隙水圧の接近はみられない。しかしながら、タンク端から6.875m地点の深さ1～4m付近と9.75m地点の深さ1～2m付近では、加振前の有効土被り圧と過剰間隙水圧が非常に接近し、液状化が起こった。また、タンクの振動を受け、タンク端からの距離の近い方は、液状化の発生深度が深くなっている。



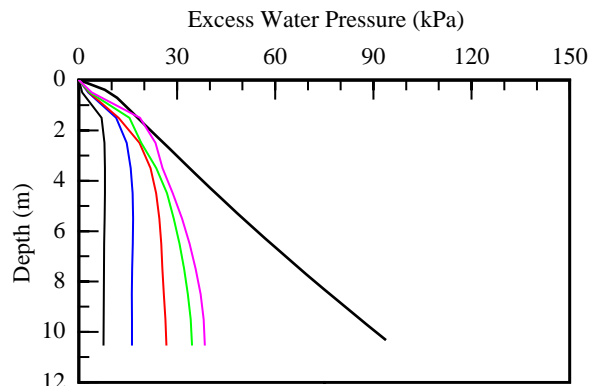
(a) タンク中央の直下（凡例は図(c)を参照）



(b) タンク端の直下（凡例は図(c)を参照）



(c) タンク端から6.875m地点



(d) タンク端から9.75m地点（凡例は図(c)を参照）

図 - 7 各時刻における過剰間隙水圧分布図（矢板の根入れ深さ=5.5m， $\sigma'_v$ は加振前の有効土被り圧）

### (3) 透水性矢板を対策工とした場合の結果

透水性矢板で改良したときのタンク沈下量を表 - 1に示す。矢板で改良したときのタンク沈下量の傾向とほぼ同じであることがわかる。図 - 8に示す加振後の変位分布図も図 - 5に示す矢板のものとはほぼ同じである。したがって、矢板の曲げ剛性が低く、タンク下の砂地盤の液状化による側方変位を押さえることができないのは、矢板が液状化によるタンクの沈下を改善できない主要原因であるといえよう。

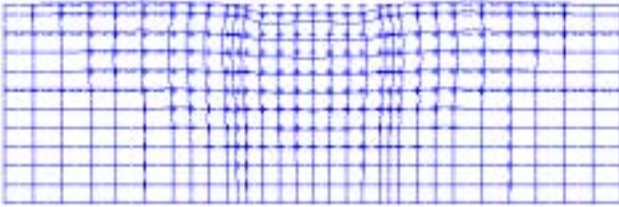


図 - 8 加振後の変位分布図（変位を2倍にした，透水性矢板の根入れ深さ=5.5m）

#### (4) 鋼管杭を対策工とした場合の結果

矢板では大きな効果を期待できなかったため、矢板よりも曲げ剛性が大きい鋼管杭を用いて改良を行った。解析では、鋼管杭の奥行き方向に平均化した曲げ剛性と等価になるようにヤング率を調整した。表 - 1に鋼管杭の根入れ深さによるタンク沈下量の変化を示した。矢板に比べてタンク沈下量において大幅な改善ができていたといえる。

図 - 9に示す変位図より、タンク沈下量とタンク横地表面の隆起が少なくなっていることがわかる。また、矢板のケースと鋼管杭のケースを比較すると、それぞれの根入れ深さ以上の部分において、外側への曲がり方が鋼管杭の方が著しい小さくなっていることがわかる。

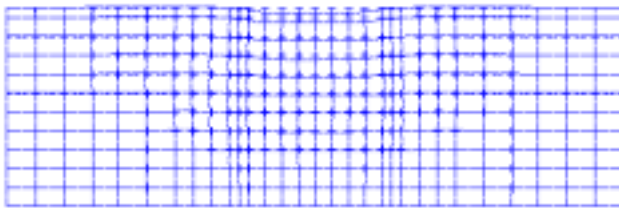


図 - 9 加振後の変位分布図（変位を2倍にした，鋼管杭の根入れ深さ=5.5m）

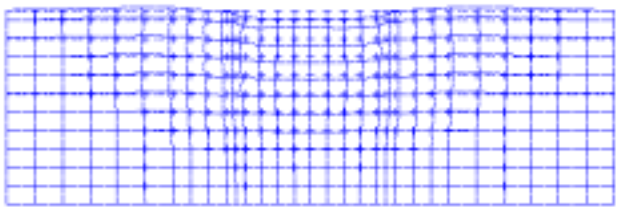


図 - 10 加振後の変位分布図（変位を2倍にした，タンク両側の鋼管杭の杭頭同士が連結していない，鋼管杭の根入れ深さ=5.5m）

鋼管杭において、タンク両側の鋼管杭の杭頭同士を連結する効果を明らかにするために、鋼管杭の杭頭が連結していないケースも解析した。図 - 10に示す加振後の変位分布より、杭頭が左右両側へ変位し、タンクの沈下量が大きい。鋼管杭の根入れ深さが5.5mのとき、タンク沈下量は、杭頭同士が連結しているケースの13.6cmに対し、杭頭同士が連結していないケースは21.0cmもある。また、表 - 1に示すように、杭頭が連結していないとき、鋼管杭の根入れ深さが加振後の沈下量に与える影響は小さいことが

わかった。

矢板のような曲げ剛性が小さい材料よりも、鋼管杭のような曲げ剛性が大きい材料を用いることによりタンク沈下量を減少させることができるということがわかった。また、液状化によるタンク地盤の沈下量を有効に低減させるためには、タンク両側の鋼管杭の杭頭同士を連結する必要があることがわかる。

#### (5) 浸透固化処理を対策工とした場合の結果

地盤に粘着力を与えるような液状化対策工法を、本解析で用いたタンク基礎砂地盤に施した場合について解析を行った。タンク直下の砂地盤を浸透固化処理工法で改良した（改良幅はタンクの幅と同じである）ケースについてのタンク沈下量を表 - 2に示す。粘着力によらず、改良深さが増すにつれて、タンク沈下量は減少し対策効果が認められる。また、支持地盤の深さまで改良した場合には、タンク幅相当の改良で、タンクの最大沈下量を1.5 mm程度に抑えられる十分な改良効果があるといえる。

深さ5.5mまで地盤に粘着力4.91kPaを持たせたケースの変位図を図 - 11に示す。鉛直変位は多少見られるが、水平方向の変位はこれまでに示した矢板工法、鋼管杭工法と比べかなり減少していることがわかる。また、タンク下の地盤を全て改良したケースでは、変位と水圧上昇がほとんど見られない。解析結果より、タンク下の地盤の改良のみを行う場合、同じ改良深さに対して粘着力とタンク沈下量との関係、同じ粘着力に対して改良深さとタンク沈下量との関係は比例的であると考えられる。また、粘着力は4.91kPaであるとき、100kPaのタンク荷重に対して、十分な動的支持力が持っているため、表 - 2に示すように、改良土の粘着力が加振後のタンクの沈下量に与える影響はほとんどないことがわかる。

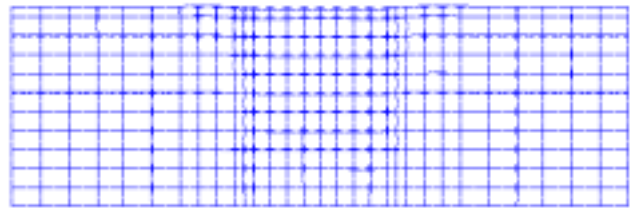


図 - 11 加振後の変位分布図（変位を2倍にした，改良範囲の深さ=5.5m）

浸透固化処理工法の最も効果的の配置を数値解析により調べた。粘着力 $c=9.81\text{kPa}$ のとき、改良深さとタンク中心を中心とする改良域の幅を変化させて図 - 12を作成した。この図の見方は、縦軸0mのところを地表面となっているので、地表面の任意の点から各等高線に垂直に線を落とし、その時の改良面積でのタンク沈下量がわかるようになっている。ちなみにタンクの幅は7mである。

図 - 12より、支持地盤まで改良深さを到達させたときには少し幅を広げるだけでタンクの沈下量はほとんど無くすることができることがわかる。

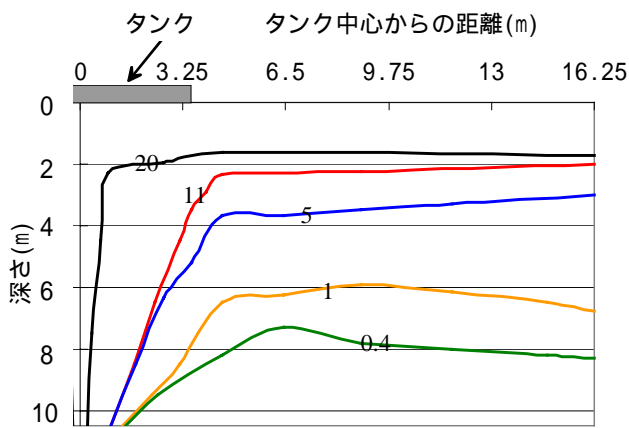


図 - 12 改良範囲と加振後のタンク沈下量(単位: cm)との関係 (改良土の粘着力 $c=9.81\text{kPa}$ , 図中数値は加振後のタンクの沈下量である.)

## 5. 最適な液状化対策工法選定の検討

既設タンクの地震後の許容沈下量を 13cm と仮定し、液状化による沈下量をこの許容沈下量以下低減できる液状化対策工の工費を比較しよう。実施した液状化対策工の奥行き方向の長さは 10m とした。

矢板において、砂地盤の液状化によるタンクの沈下量を低減することがほぼできないので、適用できる液状化対策工から外した。

加振後の許容沈下量により、鋼管杭の打設深さは、表 - 1 より 5.5m で十分である。また、鋼管杭の直径は 0.5m であり、打設間隔は 2D (D は鋼管杭の直径である) とし、奥行き方向の長さは 10m であるので、タンク両側に必要な鋼管杭の本数は 20 本であり、鋼管杭の全長は 110m となる。鋼管杭の施工単価、鋼管杭の打設工費、鋼管杭の杭頭を連結する工費、残土処理費等概算単価より、全工費が計算できる。

図 12 より、地震後の沈下量が 13cm であるとき、最小の改良土面積は  $18.45\text{m}^2$  (深さ 2.25m, 幅 8.2m) である。したがって、奥行き長さが 10m であるとき、浸透固化処理が必要な体積は  $184.5\text{m}^3$  である。浸透

固化処理の単価、注入率等概算単価より、全工費が計算できる。

各液状化対策工法における全工費の比較より、地震後の許容沈下量が 13cm であるとき、最適な液状化対策工法が選定できる。以上の手順で、他の地震後の許容沈下量や許容相対沈下量等に対しても、最適な液状化対策工法を選定できると考えられる。

## 6. あとがき

数値解析により、各種液状化対策工の定量的な効果比較と最適な工法選定の手法について提案した。まず、有効応力液状化解析により地震後の既設構造物の沈下量等を計算し、液状化対策工の効果を定量的に評価比較する。次に、液状化による沈下量を許容沈下量以下に抑えることができる液状化対策工を選び、コストの比較を含めて最適な液状化対策工法を選定する。提案した手法を用いて、既設タンクの液状化対策工法の定量的な効果判定と最適な工法選定を実施してその有効性を示した。

### 参考文献

- 1) The Japanese Geotechnical Society: Remedial Measures against Soil Liquefaction, A.A.Balkema, 1998.
- 2) 蔡飛, 萩原敏行, 今村眞一郎, 鶴飼恵三: タンク基礎砂地盤の地震時挙動に関する 2次元有効応力液状化解析, 第11回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 819-824, 2002.
- 3) Zienkiewicz, O.C., Chan, A.H.C., Pastor, M., Schrefler, B.A., and Shiomi, T.: Computational Geomechanics with Special Reference to Earthquake Engineering, John Wiley & Sons, pp. 85-171, 1999.
- 4) 今村眞一郎, 平野孝行, 佐藤靖彦, 萩原敏行, 竹村次朗: 薬液注入工法を用いた部分改良による既設タンク地盤の液状化対策工法の提案, 土と基礎, Vol. 49, No. 5, pp. 28-30, 2001.

(2003. 6. 30 受付)

## QUANTITATIVE EVALUATION AND OPTIMIZED SELECTION OF MITIGATION MEASURES AGAINST SOIL LIQUEFACTION USING NUMERICAL ANALYSIS

Fei CAI, Keizo UGAI and Toshiyuki HAGIWARA

Sheet-piles and steel pipe piles installed around existing structures, and soil improvement by injecting colloidal silica grout into the ground under the existing structures are currently used as liquefaction mitigation measures. Systematic procedures for quantitative evaluation and optimized selection of the liquefaction mitigation measures are, however, still being established. This paper proposes to use fully coupled dynamic analysis to calculate the ground settlement induced by soil liquefaction, and to quantitatively evaluate the effectiveness of the liquefaction mitigation measures. The mitigation measures were optimized and selected based on the prescribed allowable settlement and the cost comparison.