# 液状化地盤の三次元有効応力解析手法と固結工法への適用

伊藤浩二 佐々木智大 樋口俊一

# Three-Dimensional Effective Stress Analysis Method

# and Its Application to Cement-Treated Soil Improvement in Liquefiable Ground

Koji Ito Tomohiro Sasaki

Shunichi Higuchi

# Abstract

This paper describes the numerical procedure of solving liquefiable ground problems and its verification and application based on a three-dimensional effective stress analysis method incorporating cyclic elastoplastic constitutive model of soil. The following conclusions were drawn from the study: (1) The developed model was extended and confirmed to reproduce the behavior for various ranges of soil density. (2) The applicability of the procedure considering the material non-linearity of both the soil and RC structure was verified, simulating the centrifuge model test of a RC pile foundation in liquefiable ground with a similitude of 1/25. (3) The seismic effectiveness of cement-treated soil improvement adjacent to an underground RC structure was confirmed based on the response results of the structure and soil improvement body. Moreover, rational and acceptable specifications of cement-treated soil improvement were presented.

#### 概 要

近年,液状化地盤やRC造構造物の形状を忠実に再現した三次元要素を用いた非線形地震応答解析のニーズが 高い。このような問題への適用拡大を目指し、広範な密度の飽和砂の地震時から地震後までの過剰間隙水圧の蓄 積,消散を表現する地盤構成モデルを拡張,導入した三次元有効応力解析手法を構築した。本手法を用いた模型 縮尺比1/25のRC造杭基礎の遠心力模型振動実験を対象とした再現解析により、地盤とRC造構造物との非線形連 成地震応答解析への適用性を検証した。RC造地中構造物の両脇の固結工法による液状化対策を想定して、液状 化地盤と固結体およびRC造地中構造物の材料非線形を考慮した有効応力解析により耐震補強効果を検討した。 固結体の形状がブロック状の二次元解析,固結体の形状が格子状の三次元解析で得られたRC造地中構造物およ び固結体の地震時応答を基に、本手法の適用により固結工法の改良仕様を合理化できることを示した。

# 1. はじめに

鉄筋コンクリート造(以下RC造)地中構造物の耐震性能 評価では、地盤-構造物連成系の非線形応答特性を把握 する必要がある。また、地中構造物の耐震補強において、 構造物両脇の原地盤にセメント等の固化剤を混合した固 結体を造成する場合(以下固結工法)には、周辺地盤の他 に固結体の非線形応答特性の考慮が必要である。

近年,設計入力地震動レベルの増大に伴い,地盤の変 位や構造物の損傷を許容した部材変形を耐震性能評価の 指標とすることは合理的な靱性指向型の設計に繋がるこ とから,地盤と構造物を一体として解析できる有限要素 法等が耐震設計の有力なツールとして期待されている。

固結工法による耐震補強では、地盤、構造物および固 結体全体を含む耐震設計が望ましいと考えられる。例え ば、ブロック状固結工法(円柱固結体をオーバーラップし 一体化して造成する全面改良パターン)を想定した地中 構造物の耐震補強では、構造物の両脇に固結体を設置し た水平載荷試験とプッシュオーバー解析から,固結体に よる補強効果が検討されている<sup>1)</sup>。同様に,ブロック状固 結工法を経済化した格子状固結工法(円柱固結体を格子 状にオーバーラップして造成する改良パターン,例えば TOFT工法)を想定した液状化対策では,三次元形状の固 結体を面外壁,面内壁に置換し,格子内部未改良土,液 状化地盤を平面ひずみ要素で簡略化した二次元解析が主 に用いられている<sup>2)</sup>。一方で,実際の地盤,構造物および 固結体の形状を忠実に再現する三次元要素を用いた非線 形地震応答解析では,実験結果との比較によりその解析 精度を検証した例が少ないのが現状である<sup>3),4</sup>。

液状化地盤にある構造物や固結工法等の固結体を含む 非線形地震応答解析では,液状化地盤で地震時に過剰間 隙水圧が蓄積し液状化に至る過程,地震後に蓄積した過 剰間隙水圧が消散する過程を適切に表現する地盤構成モ デルを組込んだ有効応力解析手法が必要となる。

本研究では,はじめに,緩い飽和砂から密な飽和砂ま での広範な密度の材料の強度・変形特性を再現する液状 化地盤および固結体で用いる地盤構成モデルの拡張とそ の適用性を示す。次に,拡張した地盤構成モデルを導入 した三次元有効応力解析手法を構築し,既往のRC造杭基 礎の遠心力模型振動実験とその再現解析との比較より, 液状化地盤とRC造構造物の非線形連成挙動への適用性 を検証した。おわりに,液状化地盤にあるRC造地中構造 物の固結工法の液状化対策を想定して,固結体が二次元 形状となるブロック状固結工法,固結体が格子壁の三次 元形状となる格子状固結工法の有効応力解析を行い,構 造物,固結体の応答を基に合理的な改良仕様を提示した。

# 2. 地盤および固結体の構成モデル

# 2.1 下負荷面モデル

地盤材料および固結体の構成モデルでは下負荷面モデル(Hashiguchi et al.)を導入した。本モデルは、繰返し塑性を表現する引張降伏強度を有する下負荷面、および回転硬化の概念に基づく土の弾塑性構成式である<sup>5)~7)</sup>。

Fig.1にp - q面(p: 平均応力, q: 軸差応力)における下 負荷面モデルの正規降伏面と下負荷面との関係を示す。 本研究で用いた下負荷面は,相似中心を原点で固定とし, 現応力点 $\sigma$ を通って正規降伏面と相似形を有し,正規降 伏比R(正規降伏面に対する下負荷面の大きさの比)を用 いて式(1)~(6)で表現される。本研究では,地盤材料と同 様の枠組みで引張降伏強度を有する固結体の挙動も表現 できるように,引張強度比 $\xi$ (地盤材料で $\xi = 0$ ,固結体で  $\xi \neq 0$ )を導入した。詳細は文献7)を参照されたい。

$$f(p,\hat{\chi}) = \begin{cases} p\{1 + (\hat{\chi}/p)^2\}, \xi = 0\\ \frac{1}{\xi} (p_{\chi} - \bar{\xi}p), \xi \neq 0 \end{cases} = RF(H)$$
(1)

$$\hat{\xi} \equiv 2(1-\xi)\xi, \bar{\xi} \equiv (1-2\xi), p_{\chi} \equiv \sqrt{p^2 + 2\hat{\xi}\hat{\chi}^2} \quad (2)$$
$$\|\hat{\sigma}^*\| \qquad \hat{\sigma}^*$$

$$\hat{\chi} \equiv \frac{1}{\widehat{M}}, \hat{\sigma}^* = \sigma^* - p\beta, \bar{\eta} = \frac{1}{p}$$
(3)  
$$\hat{M} = \frac{2\sqrt{6}\sin\phi}{(4)}$$

$$-\frac{1}{\left\{\frac{1}{2}(\phi_1^4+\phi_2^4)-\frac{1}{2}(\phi_1^4-\phi_2^4)\sin 3\,\bar{\theta}_{\sigma}\right\}^{1/4}}\phi_1$$

$$\begin{cases} 1\\ \phi_2 \end{cases} = 3 \pm \sin \phi \tag{5}$$

$$\sin 3\,\bar{\theta}_{\sigma} = -\sqrt{6}\frac{\mathcal{U}\eta}{\|\bar{\eta}\|^3} \tag{6}$$

ここに、fは下負荷面、Fは正規降伏面、Hは等方硬化 変数、 $\phi$ は内部摩擦角、 $\sigma$ \*は偏差応力、pは平均応力、 $\beta$ は異方性の変数である。式(1)は $\beta$ =0の $\pi$ 面において、軸対 称圧縮・伸張( $\bar{\theta}_{\sigma} = \pm \pi/6$ )でモール・クーロンの破壊規準 に一致し、破壊規準を包絡する関数である。

回転硬化の発展則は式(7)~(11)で表現される。

$$\dot{\beta} = b_r \|D^{p*}\| \|\bar{\eta}\| \bar{\eta}_b \tag{7}$$

$$\bar{\eta}_b = \bar{m}_b \bar{t} - \beta \tag{8}$$
$$\bar{\eta}$$

$$\bar{t} = \frac{\eta}{\|\bar{\eta}\|} \tag{9}$$

$$\bar{m}_b = \frac{2\sqrt{6}\sin\phi_b}{\left\{\frac{1}{2}(\phi_1^4 + \phi_2^4) - \frac{1}{2}(\phi_1^4 - \phi_2^4)\sin 3\bar{\theta}_\sigma\right\}^{1/4}} \quad (10)$$



Fig. 1 *p*-*q*面における正規降伏面と下負荷面 Normal Yield Surface and Subloading Surface in p-q Plane

Table 1 材料定数 Mechanical Properties

	1		
材料	硅砂7号(Dr=60%)		
圧縮指数	$\rho, \lambda / (1 + e_0)$	0.00211	
膨張指数	$\gamma$ , $\kappa$ /(1 + $e_0$ )	0.00047	
内部摩擦角	φ	$33^{\circ}$	
正規降伏面の初期値	$F_0$	100kN/m <sup>2</sup>	
ポアソン比	ν	0.33	
回転硬化限界面	фь	$33^{\circ}$	
回転硬化発展則	b <sub>r</sub>	100	
正規降伏比Rの発展則	u	5000	
	ζ1	1000	
せん断による 等方硬化/軟化*	μ	0.1	
	φd	$26.6^{\circ}$	
	ζ2	-10	
規準有効応力	σ'm, ref	100kN/m <sup>2</sup>	
弹性係数	$E_{\rm ref}$	218647kN/m <sup>2</sup>	

\*せん断による等方硬化/軟化を考慮しない場合μ=0

ここに、 $\Phi_b$ は回転硬化限界面、 $b_r$ は材料定数、 $D^{p*}$ は 塑性偏差ひずみ速度である。

正規降伏面,等方硬化変数は式(12)~(17)で表現される。

$$F = (F_0 + p_i)exp\left(\frac{H}{\rho - \gamma}\right) - p_i$$
(12)

$$\dot{\mathbf{H}} = -D_v^p + D_s^p \tag{13}$$

$$D_s^p = \mu \|D^{p*}\| \left(\frac{\|\mathbf{0}^{-}\|}{p} - m_d\right)$$
(14)  
$$2\sqrt{6}\sin \Phi_d$$

$$m_{d} = \frac{1}{\left\{\frac{1}{2}(\Phi_{1}^{4} + \Phi_{2}^{4}) - \frac{1}{2}(\Phi_{1}^{4} - \Phi_{2}^{4})\sin 3\theta_{\sigma}\right\}^{1/4}} (15)$$
$$\frac{\Phi_{1}}{\Phi_{2}} = 3 \pm \sin\Phi_{d} (16)$$

$$\sin 3\,\theta_{\sigma} = -\sqrt{6}\frac{tr\sigma^{*3}}{\|\sigma^*\|^3} \tag{17}$$

ここに、 $\rho$ は圧縮曲線の勾配、 $\gamma$ は膨張曲線の勾配、 $p_i$ は膨張曲線の下限の平均応力(=-0.001kN/m<sup>2</sup>を仮定)、 $D_p^p$ は塑性体積ひずみ速度、 $D_s^p$ はせん断による等方硬化



Fig.2 非排水繰返し単純せん断条件の解析

Computed Results of Saturated Sand Behavior under Undrained Cyclic Simple Shear Condition

/軟化の塑性体積ひずみ速度,μはせん断による等方硬 化/軟化の材料定数,Φ<sub>d</sub>は境界面の材料定数である。

#### 2.2 下負荷面モデルの拡張

本研究の下負荷面モデルでは、塑性ひずみ増分を規定 する正規降伏比Rの発展則において、橋口等による式(18)、 (19)で累積塑性偏差ひずみ*を*<sup>p\*</sup>に伴いU(R)を低減し、緩い 飽和砂の非排水繰返しせん断挙動で得られる数%程度ま で急増するせん断ひずみの発生を再現するものとした<sup>8)</sup>。

$$\dot{R} = U(R) \|\dot{\varepsilon}^p\|, \quad \dot{\varepsilon}^p = D^p \tag{18}$$

$$U(R) = -\frac{u}{\exp(\zeta_1 \cdot \varepsilon^{p^*})} \ln R , \varepsilon^{p^*} = \int ||D^{p^*}|| dt \qquad (19)$$

ここに, *u*は塑性ひずみ増分を規定する定数, ζ<sub>1</sub>は塑 性偏差ひずみの影響を規定する定数である。

せん断による等方硬化/軟化では、式(19)と同様に、式 (20)で累積塑性偏差ひずみ $\varepsilon^{p*}$ に伴い $D_s^p$ を低減し等方硬 化/軟化の程度を調整することにより、密な飽和砂の非 排水繰返しせん断挙動で得られる数%程度まで漸増する せん断ひずみの発生を再現するものとした。

$$D_s^p = \mu \|D^{p*}\| \left(\frac{\|\sigma^*\|}{n} - m_d\right) \exp(\zeta_2 \cdot \varepsilon^{p*})$$
(20)

ここに、 $\zeta_2$ はせん断による等方硬化/軟化で塑性偏差 ひずみの影響を規定する材料定数であり、 $-\infty < \zeta_2 < 0$ により緩~中密~密な砂の挙動を再現するものとした。

Table 1に硅砂7号( $D_r = 60\%$ )の下負荷面モデルの材料 定数を示す。下負荷面モデルでは、正規降伏面で修正カ ムクレイモデルを適用することから、下負荷面モデル固 有の材料定数は、回転硬化限界面の $\Phi_b$ 、回転硬化発展則  $ob_r$ 、正規降伏比Rの発展則ou、 $\zeta_1$ 、せん断による等方 硬化/軟化 $o\mu$ 、 $\Phi_d$ 、 $\zeta_2$ である。主要な材料定数は、硅砂 7号( $D_r = 60\%$ )の材料試験で得られた物理・力学定数を基 に設定し、その他の定数は試行的に仮定し設定した。

#### 2.3 飽和砂の非排水繰返しせん断挙動

Fig. 2にTable 1のせん断による等方硬化/軟化を考慮 しない場合(緩い砂),考慮した場合(密な砂)の材料定数, 静止土圧係数K<sub>0</sub>=1.0,初期平均有効応力σ<sub>0</sub>'=100kN/m<sup>2</sup>の 非排水繰返し単純せん断条件(せん断応力比0.2)で得られ た計算結果を示す。緩い飽和砂では,破壊近傍での有効 応力経路が原点へ急激に漸近する傾向や急増する大きな せん断ひずみの傾向を,密な飽和砂では,破壊近傍での 有効応力経路が原点へ徐々に漸近する傾向や漸増する大 きなせん断ひずみの傾向を概ね表現できる。

一方で,緩い飽和砂では破壊近傍でせん断ひずみが定 常となる点の改善,密な飽和砂では逆S字となるせん断 応力とせん断ひずみ関係の再現が今後の課題である。

ここで,以降3~5章の有効応力解析で用いる液状化地 盤においては,緩い飽和砂を想定した等方硬化/軟化を 考慮しない下負荷面モデルを適用するが,密に締固めた 礫質土等の地盤においては,密な飽和砂の等方硬化/軟 化を考慮した拡張モデルを適用することが有用である。

# 3. 三次元有効応力解析手法

#### 3.1 検証用実験の概要

液状化地盤のRC造杭基礎の非線形域までの応答性状 を把握し、構造物および液状化地盤の材料非線形性を考 慮した三次元有効応力解析手法の検証用データを得るこ とを目的に、遠心力模型振動実験を実施した<sup>9,10</sup>。

Fig. 3に1/25縮小模型試験体形状, 寸法, 試験体設置状況および杭主筋が降伏した加振No. 5で得られた振動台加速度の時刻歴を示す。ここで,後述の3.7節のFig. 6に加振No. 5で得られた実験結果を, 同様のPhoto 1に最終の加振No. 6の実験終了後に得られた杭の損傷を, それぞれ三次元有効応力解析結果と併記して示す。

遠心力模型振動実験結果は,1/25縮尺模型の力学量で 示されており,詳細は文献9),10)を参照されたい。

#### 3.2 解析方法

解析では、大規模高速化非線形FEM解析プログラム 「FINAL-GEO」<sup>11)</sup>を用いた。「FINAL-GEO」では、鉄筋 コンクリートの材料構成モデルに加えて、飽和多孔質体 のBiotの多次元圧密式<sup>12)</sup>、2章の地盤構成モデルを導入し た有効応力解析により、液状化地盤、液状化対策地盤の 地震時から地震後までの過剰間隙水圧の発生・消散過程 を考慮して飽和地盤、RC造構造物の地震応答を得ること ができる。ここで、飽和地盤の有限要素法の定式化では、 間隙水の絶対変位を用いるu-U形式を採用している<sup>13)</sup>。

#### 3.3 解析モデル

Fig.4に解析モデルを示す。形状,載荷条件の対称性を 考慮して,Fig.3の試験体の奥行方向の半分をモデル化し た。鋼製の上部構造物,フーチングおよび地盤は六面体 要素,杭基礎の主筋やせん断補強筋はトラス要素,フー チングの鋼製型枠で四辺形要素を用いた。

コンクリートと鉄筋間の相対滑りは考慮せず,フーチ ング,杭体と地盤との境界面はせん断剛性をゼロとし, 引張応力作用時で法線方向剛性を無限大としたジョイン ト要素を配し,地盤と躯体間のすべりを考慮した。

#### 3.4 解析条件

境界条件はモデル底面を完全固定とし、せん断土槽の モデル化では、地盤両側面の節点の水平変位(Fig.4のx方 向変位)が同じになるように従属条件を与え、せん断土槽 の質量を集中質量、剛性をせん断ばねで考慮した。

解析対象の加振は,実験で杭主筋の降伏が観測された 加振No.5とした。入力波は,実験のせん断土槽底面で得 られた振動台加速度を用いた。

解析では,初めの0.3s(継続時間0~0.3s)を時間増分 5/10000s,ステップ数600,次の0.7s(継続時間0.3~1.0s)を 時間増分1/10000s,ステップ数7000,求解法は接線剛性法 とした。粘性減衰には,初期剛性比例のRayleigh減衰,減 衰定数1%を仮定した。

#### 3.5 地盤定数

Table 2に飽和地盤の物理定数と力学定数を示す。飽和 地盤では、相対密度が63%で比較的小さいことからせん 断による等方硬化/軟化が小さいと仮定し、Table 1のせ ん断による等方硬化/軟化を考慮しない下負荷面モデル の材料定数(μ = 0)とし、支持地盤で弾性を仮定した。

#### 3.6 鉄筋コンクリートの構成モデル

**Fig.** 5にコンクリートの主応力~等価一軸ひずみ関係 を示す。圧縮側の上昇域は修正Ahmad モデル<sup>14</sup>, 軟化 域は中村モデル<sup>15</sup>を用い, 圧縮破壊の条件ではOttosenの モデルで畑中らの提案する係数を用いた<sup>16</sup>。

引張側はひび割れまでを線形とし,ひび割れ後は引張 軟化を仮定した<sup>17)</sup>。繰返し載荷時の履歴特性は長沼らの モデル<sup>14)</sup>により表現した。鉄筋の応力~ひずみ関係は降



Fig. 3 試験体,計測位置および加振No.5の振動台加速度 Specimens, Location of Transducers and Time History of Acceleration at Shaking Table (Oscillation No.5)



(全体) (杭基礎,上部構造物) Fig. 4 解析モデル Analytical Model

2 物理定数と力学定数
2 物理定数と力学定数

Physical Properties and Mechanical Properties			
材料	硅砂7号(Dr=60%)		
土粒子密度	$ ho_s$	2.648t/m <sup>3</sup>	
間隙水密度	$ ho_{f}$	1.0t/m <sup>3</sup>	
間隙率	п	0.472	
土粒子体積弾性係数	$K_s$	$1.0 \times 10^{40} \text{kN/m}^2$	
間隙水体積弾性係数	$K_{f}$	$2.25 \times 10^{6} \text{kN/m}^{2}$	
透水係数	k	$7.0 \times 10^{-5}$ m/s	









伏点を折れ点とする完全弾塑性モデルとし,鋼製の上部 構造物で弾性を仮定した。

### 3.7 解析結果

Fig.6にフーチング,地表の加速度および飽和地盤の過 剰間隙水圧比,フーチングの変位,杭頭の主筋ひずみ(引 張:正,圧縮:負)の時刻歴を示す。飽和地盤では,約0.4s ~0.5sで過剰間隙水圧比が1.0程度に至り液状化が生じ, 液状化後に地表の加速度が減衰するが,フーチングでは 有意な加速度が生じており,実験の傾向と同様である。 解析での過剰間隙水圧比は,実験結果よりも上昇が多少 早いが,液状化に達する時刻は概ね再現できている。

ひずみ応答はフーチング変位が正側(Fig. 3の右向)で杭 頭主筋B1-M1が圧縮,杭頭主筋B1-M6で引張が生じてお り,実験で得られたフーチング変位と杭頭B1-M1,杭頭 B1-M6の杭主筋の発生ひずみの位相特性と整合した。実 験では,杭頭B1-M6で3247µの引張ひずみが生じ杭主筋の 降伏を確認できたが,解析では杭頭B1-M6で918µの引張 ひずみであり,杭主筋の降伏までは再現できなかった。

フーチング変位は実験結果と比較して過小評価されて いる。これはFig.2の地盤の構成モデルで破壊近傍のせん 断ひずみが定常となり、大きなせん断ひずみの発生まで 再現できないことが一因と考えられる。

Photo1の杭の損傷状況は、曲げひび割れは多数観察されたがせん断ひび割れは生じていない。実験終了後のひび割れ状況との比較から、両者でともに杭頭部、杭端部および中腹部に曲げひび割れが生じ、せん断による斜めひび割れは生じておらず定性的な傾向を再現できた。

# 4. ブロック状固結工法の二次元有効応力解析

# 4.1 解析モデル

本章では、Fig. 7に示す液状化地盤中にあるRC造地中 構造物のブロック状固結工法による液状化対策を対象に、 合理的な改良幅を検討した。Fig. 8のRC造地中構造物は 一般的な開削鉄道トンネル<sup>18)</sup>を模しており、構造仕様は コンクリートの設計基準強度を $F_c = 24$ N/mm<sup>2</sup>、鉄筋を SD345、頂版・側壁の引張主鉄筋比を $P_t = 1.13\%$ (外側)と 1.59%(内側)、底版・中壁の引張主鉄筋比を $P_t = 0.79\%$ (外 内とも)、せん断補強筋比を一律に $P_w = 0.25\%$ とした。解 析ケースは、対策なしと固結体の形状がブロック状の改 良幅が3m, 6m, 9mの全4ケースとした。

Fig.9に解析モデルの一例(改良幅6m)を示す。液状化地 盤を二相系の平面要素,固結体,構造物および支持地盤 を一相系の平面要素,地盤と構造物および固結体との境 界をジョイント要素とした。

#### 4.2 解析条件

Fig. 10に地震波を示す。レベル2地震動としてJMA神戸 波のNS成分(継続時間14秒),解析の時間増分は5/10000s, ステップ数28000,求解法は接線剛性法,粘性減衰は初期 剛性比例のRayleigh減衰,減衰定数1%を仮定した。

#### 4.3 液状化地盤の定数

液状化地盤では、相対密度が比較的小さい $D_r = 60\%$ (液 状化強度比 $R_{20} = 0.2$ )を想定したことから、3章と同様に 下負荷面モデルでTable 1の材料定数( $\mu = 0$ )、飽和地盤で Table 2の物理定数と力学定数を用いた。支持地盤では弾 性( $\rho_t = 2.0t/m^3$ ,  $V_s = 700m/s$ )を仮定した。

# 4.4 固結体の定数

Table 3に材料定数を示す。正規降伏面の初期値 $F_0$ ,引 張強度比 $\xi$ は,修正カムクレイモデルのp-q面で固結体 の圧縮強度 $\sigma_c$ ,引張強度 $\sigma_t$ に相当する2点を満たすように,  $\sigma_c=2250$ kN/m<sup>2</sup>, $\sigma_t=450$ kN/m<sup>2</sup>,圧縮側,伸張側の限界状





(遠心力模型振動実験) (有効応力解析) Photo 1 杭の損傷の比較 Comparison of Damage of Pile Foundation between Centrifuge Model Test and Effective Stress Analysis







Fig. 8 寸法と仕様 Detail and Specification for Underground RC Structure



Fig. 9 解析モデル(ブロック状固結工法,改良幅6m) Analytical Model (Block-Type, Improvement Width of 6m)

Table 3 材料定数(固結体) Mechanical Properties (Cement-Treated Soil Improvement)

圧縮指数 $\rho, \lambda/(1+e_0)$ 0.31125膨張指数 $\gamma, \kappa/(1+e_0)$ 0.01085内部摩擦角 $\phi_f$ 40°正規降伏面の初期値 $F_0$ 2927kN/m²ボアソン比 $\nu$ 0.167回転硬化限界面 $\phi_b$ 0回転硬化発展則 $b_r$ 0正規降伏比Rの発展則 $U$ 5000引張強度比 $\xi$ 0.0728弾性係数 $E_0$ 350000kN/m²			-
膨張指数 $\gamma, \kappa/(1+e_0)$ 0.01085内部摩擦角 $\phi_f$ 40°正規降伏面の初期値 $F_0$ 2927kN/m²ポアソン比 $\nu$ 0.167回転硬化限界面 $\phi_b$ 0回転硬化発展則 $b_r$ 0正規降伏比Rの発展則 $L$ 5000引張強度比 $\xi$ 0.0728弾性係数 $E_0$ 350000kN/m²	圧縮指数	$\rho, \lambda/(1+e_0)$	0.31125
内部摩擦角 $\phi_f$ $40^{\circ}$ 正規降伏面の初期値 $F_0$ $2927 \text{kN/m^2}$ ポアソン比 $\nu$ $0.167$ 回転硬化限界面 $\phi_b$ $0$ 回転硬化発展則 $b_r$ $0$ 正規降伏比Rの発展則 $U$ $5000$ 引張強度比 $\xi$ $0.0728$ 弾性係数 $E_0$ $350000 \text{kN/m^2}$	膨張指数	$\gamma$ , $\kappa$ /(1+ $e$ 0)	0.01085
正規降伏面の初期値 $F_0$ $2927 k N/m^2$ ポアソン比 $\nu$ $0.167$ 回転硬化限界面 $\phi_b$ $0$ 回転硬化発展則 $b_r$ $0$ 正規降伏比 $R$ の発展則 $L$ $5000$ 引張強度比 $\xi$ $0.0728$ 弾性係数 $E_0$ $350000 k N/m^2$	内部摩擦角	φ <sub>f</sub>	$40^{\circ}$
ポアソン比 $\nu$ 0.167回転硬化限界面 $\phi_b$ 0回転硬化発展則 $b_r$ 0正規降伏比Rの発展則 $\frac{u}{\zeta_1}$ 5000引張強度比 $\xi$ 0.0728弾性係数 $E_0$ 350000kN/m²	正規降伏面の初期値	$F_0$	2927kN/m <sup>2</sup>
回転硬化限界面 $\phi_b$ 0回転硬化発展則 $b_r$ 0正規降伏比Rの発展則 $u$ 5000了引張強度比 $\xi$ 0.0728弾性係数 $E_0$ 350000kN/m²	ポアソン比	ν	0.167
回転硬化発展則 $b_r$ 0正規降伏比 $R$ の発展則 $u$ 5000了引張強度比 $\xi$ 0.0728弾性係数 $E_0$ 350000kN/m²	回転硬化限界面	ф ь	0
正規降伏比Rの発展則 $\chi_1$ 5000引張強度比 $\xi$ 0.0728弾性係数 $E_0$ 350000kN/m²	回転硬化発展則	$b_{ m r}$	0
正規陣伏比Rの発展則 $\zeta_1$ 0           引張強度比 $\xi$ 0.0728           弾性係数 $E_0$ 350000kN/m <sup>2</sup>	正規降伏比 <b>R</b> の発展則	и	5000
引張強度比         ξ         0.0728           弾性係数         E <sub>0</sub> 350000kN/m <sup>2</sup>		ζ1	0
· 弹性係数 E <sub>0</sub> 350000kN/m <sup>2</sup>	引張強度比	Ę	0.0728
	弹性係数	$E_0$	3500000kN/m <sup>2</sup>

態線で $M_c$ =1.636,  $M_t$ =1.059を仮定した。これにより固 結体の圧縮強度,引張強度に応じたせん断強度を反映し た応力やひずみの非線形挙動が反映される。

また,一般的に固結体の強度特性は有効応力に依存し ないため,液状化地盤とは異なり,回転硬化なし,弾性 係数の平均応力依存なしのパラメータを設定した。

# 4.5 鉄筋コンクリートの構成モデル

コンクリートは3.6節と同様の構成モデルであるが, 圧 縮破壊の条件でOttosenの提案モデル<sup>16)</sup>, ひび割れ発生後 のせん断伝達特性で長沼モデルを用いた。構成則の詳細 は文献14)を参照されたい。鉄筋は, すべてコンクリート 要素の剛性に鉄筋に相当する剛性を合わせ込む埋込み鉄



Fig. 12 構造物の相対変位と固結体の補強効果 Time History of Relative Displacement at RC Structure and Reinforcing Effect according to Improvement Width

筋でモデル化した。

鉄筋の構成則は降伏強度を折れ点とするバイリニア型のモデル,降伏点を超えた後の剛性を初期剛性の1/100,構造物の材料モデル,材料定数は文献18)と同じとした。

#### 4.6 解析結果

Fig. 11に液状化地盤(自由地盤)で得られた応答の時刻 歴を示す。液状化地盤では概ね一様に液状化が生じ,約 6sで地表変位が最大となった。

Fig. 12に対策なし,改良幅に応じた構造物の中壁の相 対変位(頂版と底版との差)の時刻歴,対策なしの側壁,中 壁の相対変位で正規化して得られる改良幅に応じた補強 効果を示す。対策なしでの地中構造物は,液状化地盤の 変位に対応して約6sで相対変位が最大となり、中壁の層 間変形角が1.23%となった。地中構造物の側壁、中壁で は、同様に改良幅の増加に応じて相対変位が低減し、改 良幅3mで中壁の層間変形角が0.17%となった。

Fig. 13に対策なしの構造物の変形と鉄筋ひずみ(5.7s), Fig. 14に改良幅3mの固結体の八面体せん断応力(7.5s)を 示す。対策なしではx方向鉄筋に0.27%, y方向鉄筋に 0.79%の引張ひずみが発生し,鉄筋が降伏した。改良幅 3mでは,鉄筋降伏が抑えられるが固結体の底部の隅角部 でせん断応力が1000kN/m<sup>2</sup>となり降伏状態となった。

改良幅6mでは中壁の層間変形角が0.04%まで低減し て鉄筋降伏が抑えられ、固結体の底部の隅角部のせん断 応力も降伏応力以内に留まった。したがって、地中構造 物のブロック状固結工法による液状化対策では、構造物 の高さ相当の5.5m程度の改良幅が適切と考えられる。

## 5. 格子状固結工法の三次元有効応力解析

4章では、ブロック状の固結工法による液状化対策の合理的な改良幅の設定が可能なことを示した。5章では、ブロック状固結工法による液状化対策と比較して経済化が図られる、格子状固結工法による液状化対策を検討した。

#### 5.1 解析モデル

Fig. 15の液状化地盤中のRC造地中構造物(構造諸元は Fig. 8と同じ)の格子状固結工法による液状化対策を検討 対象とした。モデル奥行方向は,固結体の格子内部未改 良土を含む格子間隔(改良幅と同じ)の1ユニットとした。

Table 4に格子状固結体の寸法と仕様を示す。ここで、 格子寸法比は格子内部未改良土の縦横比(=格子寸法/ 改良深さ),解析ケースは、対策なしと格子状固結体の改 良率が $a_p$ =40%, 50%, 60%の全4ケースとした。 Fig. 16に解析モデルの一例(改良率50%)を示す。液状化 地盤を二相系の六面体要素,固結体,構造物および支持



Fig. 13 構造物の変形と鉄筋ひずみ(対策なし) Deformation of Structure and Strain of Reinforcing Bars (No Cement-Treated Soil Improvement)



Fig. 14 固結体の八面体せん断応力(改良幅3m) Octahedral Shear Stress of Soil Improvement Body (Improvement Available, Width of 3m)



(断面、 a<sub>p</sub>=50% )

Fig. 15 検討対象(格子状固結工法,改良率50%)

Target (Lattice-Type of Cement-Treated Soil Improvement Available, Replacement Ratio of 50%)

Ta	ble 4	格子壮	犬固結体の	の寸法と仕	.様
Dimension and Specification for Lattice-Type					
of Cement-Treated Soil Improvement Body					
自家	枚子	間隔	枚乙	枚子	<b></b>

改良率	格子間隔	格子	格子	換算改
$a_p$	(改良幅)	寸法	寸法比	良率 $a'_p$
対策なし			—	
40%	7.1m	5.5m	1.00	67%
50%	5.5m	3.9m	0.71	50%
60%	4.35m	2.75m	0.50	38%
備考	壁厚:0.8m			
	改良深さ:5.5m			



Fig. 16 解析モデル(格子状固結工法,改良率50%) Analytical Model (Lattice-Type, Replacement Ratio of 50%)







Fig. 18 構造物の相対変位と固結体の補強効果 Time History of Relative Displacement at RC Structure and Reinforcing Effect according to Replacement Ratio



x方向鉄筋(水平),変位スケール10倍



Fig. 19 構造物の変形と鉄筋ひずみ(対策なし) Deformation of Structure and Strain of Reinforcing Bars (No Cement-Treated Soil Improvement)



Fig. 20 固結体の八面体せん断応力(改良率50%) Octahedral Shear Stress of Soil Improvement Body (Improvement Available, Replacement Ratio of 50%)

地盤を一相系の六面体要素,地盤と構造物および固結体 との境界をジョイント要素とした。

#### 5.2 解析条件

地震波,液状化地盤の定数,固結体の定数,構造物の 材料モデル,材料定数等は4章と同じとした。

# 5.3 解析結果

Fig. 17に左右の格子状固結体の格子内部未改良土中央 (G.L.-7.75m)の過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。図中には, 自由地盤で得られた時刻歴も併記した。改良率の増加, 格子寸法比の減少に伴い,格子内部未改良土の過剰間隙 水圧比は自由地盤より次第に小さくなる。

Fig. 18に対策なし(改良率=0)および改良率に応じた構造物奥行中央の中壁の相対変位(頂版と底版との差)の時刻歴,対策なしの側壁,中壁の相対変位で正規化して得られる改良率に応じた補強効果を示す。ここで,改良率では,40%,50%,60%の検討対象で格子間隔(改良幅)がそれぞれ異なることから,式(21)で得られる格子間隔5.5mの改良率へ面積換算した改良率a'nを用いた。

Table 4に面積換算した改良率 $a'_p$ を併記した。

$$a'_{p} = \frac{\left(\text{格子間隔}\right)^{2}}{(5.5m)^{2}} \times a_{p}$$
 (21)

対策なしでは中壁の層間変形角が1.56%となった。地 中構造物の側壁,中壁では改良率の増加に応じて相対変 位を低減でき,改良率50%で中壁の層間変形角が0.19% まで低減した。これはブロック状固結工法で改良幅の増 加に応じ相対変位が低減するFig. 12の傾向と同様である。

Fig. 19に対策なしでの構造物の変形と鉄筋ひずみ (5.75s), Fig. 20に改良率50%の固結体の八面体せん断応 力(5.65s)を示す。対策なしではx方向鉄筋は0.66%, z方向 鉄筋は1.03%の引張ひずみとなり鉄筋が降伏した。

改良率38%ではx方向鉄筋が0.10%, z方向鉄筋で0.21% の引張ひずみとなり鉄筋降伏が生じるとともに,固結体 の底部隅角部でせん断応力が1252kN/m<sup>2</sup>となり降伏応力 に達した。一方で,改良率50%では鉄筋降伏が抑えられ, 固結体の底部隅角部のせん断応力も降伏応力以下に抑え られた。したがって,地中構造物の格子状固結工法によ る液状化対策では,構造物の高さ相当の改良幅かつ改良 率50%程度の仕様が適切と考えられる。

# 6. まとめ

液状化地盤にあるRC造構造物の非線形解析方法とし て,広範な密度の飽和砂の地震時から地震後までの過剰 間隙水圧の蓄積,消散を表現する拡張した地盤構成モデ ルを導入した三次元有効応力解析手法を構築した。以下 に,本研究で得られた知見をまとめる。

- 1)三次元有効応力解析手法をRC造杭基礎の遠心力模型 振動実験の再現解析に適用した結果,構造物,液状化 地盤およびRC造杭の応答は実験と解析で定性的な傾 向が概ね整合し,液状化地盤とRC造構造物の連成非線 形挙動を再現できることを確認した。
- 2)RC造地中構造物のブロック状固結工法の液状化対策 では、液状化地盤、固結工法の固結体およびRCの材料 非線形を考慮した二次元有効応力解析の適用により、 地中構造物の高さ相当の改良幅においてRC造構造物, 固結体の健全性を確保できることを示した。
- 3)同様の格子状固結工法の液状化対策では、三次元有効 応力解析の適用により、地中構造物の高さ相当の改良 幅、かつ改良率50%程度の仕様においてRC造構造物、 固結体の健全性を確保できることを示した。
- 4)地中構造物に対する固結工法による液状化対策を対象 とした耐震設計においては、三次元有効応力解析手法 を適用すれば、従来の二次元有効応力解析と比較して 合理的な改良仕様の設定が可能になると考えられる。

# 参考文献

- 浦野和彦,西村毅,足立有史,河村眞:地盤改良体 を用いた地中構造物の耐震補強に関する水平載荷試 験,ハザマ研究所報,2012.2
- 2) 古屋弘,佐藤清,松田隆:液状化対策工法としての

格子状地盤改良の解析的検討,第25回地震工学研究 発表会,土木学会, pp. 397-400, 1999

- 渦岡良介,仙頭紀明,八嶋厚,張鋒:護岸近傍に位置する杭基礎構造物の3次元有効応力解析,日本地 震工学論文集,第2巻,第2号,pp.1-14,2002
- Namikawa, T., Koseki, J. and Suzuki, Y.: Finite element analysis of lattice shaped ground improvement by cementmixing for liquefaction mitigation, Soils and Foundations, Vol. 47, No. 3, pp. 559-576, 2007
- 5) 橋口公一:最新弾塑性学, pp.155-161, 朝倉書店, 1995
- 6) Hashiguchi, K. and Chen, Z.-P.: Elastoplastic constitutive equation of soils with the subloading surface and the rotational hardening, Int. J. for numerical and analytical methods in geomechanics, Vol. 22, pp. 197-227, 1998
- Hashiguchi, K. and Mase, T.: Extended yield condition of soils with tensile yield strength and rotational hardening, Int. J. of plasticity 23, pp. 1939-1956, 2007
- 8) 橋口公一,間瀬辰也:下負荷面モデルによるサイク リックモビリティの物理的解釈と定量的表現,地盤 工学ジャーナル, Vol. 6, No. 2, pp. 225-241, 2010
- 9) 樋口俊一,堤内隆広,大塚林菜,伊藤浩二,江尻譲 嗣:RC造杭基礎構造物の遠心模型振動実験,土木学 会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 68, No. 4(地震工 学論文集第 31-b 巻), pp. I\_642-I\_651, 2012
- 10) 米澤健次,穴吹拓也,樋口俊一,伊藤浩二,堤内隆 広,江尻譲嗣:3 次元大自由度モデルによる地盤ー 構造物連成系の地震応答 FEM 解析,大林組技術研 究所報, No. 76, 2012.12
- 米澤健次, 穴吹拓也, 江尻譲嗣:大規模・高速化非 線形 FEM 解析ソフト「FINAL-GEO」, 大林組技術 研究所報, No. 75, 2011
- 12) Biot, M. A.: General theory of three-dimensional consolidation, J. Appl. Phys., Vol. 12, pp. 155-164, 1941
- 13) Zienkiewicz, O. C. and Shiomi, T.: Dynamic Behavior of Saturated Porous Media; The Generalized Biot Formulation and Its Numerical Solution, Proc. of Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 8, pp. 71-96, 1984
- 14) Naganuma, K., Yonezawa, K., Kurimoto, O. and Eto, H.: Simulation of nonlinear dynamic response of reinforced concrete scaled model using three-dimensional finite element method, 13th WCEE, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 586, 2004
- 15) Nakamura, H. and Higai, T.: Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete, Seminar on Postpeak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Load, JCI-C51E, Vol. 2, pp. 259-272, 1999
- 16) 長沼一洋:三軸圧縮下のコンクリートの応力~ひず み関係,日本建築学会構造系論文集,第474号,pp. 163-170,1995
- 17) 出雲淳一,嶋弘,岡村甫:面内力を受ける鉄筋コン クリート板要素の解析モデル,コンクリート工学, Vol. 25, No. 9, pp. 107-120, 1987
- 18) 佐々木智大,樋口俊一:断層変位を受けるボックス カルバートの損傷メカニズムに関する研究,土木学 会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 74, No. 4(地震工 学論文集第 37 巻), pp. I\_395-I\_406, 2017