

(18) 狭隘部での液状化対策を目的とした深層混合処理工法に関する模型振動実験と解析

(財) 電力中央研究所 ○田中幸久 金谷 守
 東京電力(株) 佐藤 博
 東電設計(株) 杉沢政敏 溜 幸生

1. はじめに

飽和砂地盤の地震時液状化防止には、締固め工法が用いられることが多い。ところが、締固め工法では施工時に騒音・振動を伴うため周辺に民家や重要構造物がある場合は、適用が困難であることが多い。深層混合処理工法は、低騒音・低振動の施工が可能であるため、施工時に周辺に及ぼす影響を小さく抑えることができる¹⁾。一般に、深層混合処理工法などの固結による液状化対策工法は、近くに構造物が存在する場合でも適用が比較的容易である反面、現実の施工では、様々な敷地上の制約により、改良範囲を狭くせざるを得ない場合が少なくない。しかし、こうした場合でも、対策工を施せば、ある程度の改良効果は期待できると思われる。また、敷地上の制約がない場合でも改良範囲を狭く設定できれば経済的に有利となることは当然である。そこで本研究では、地中埋設管を対象とした液状化防止対策として比較的狭い範囲に深層混合処理工法を施工した場合の対策効果を調べ、合理的な対策範囲を決定する上での参考資料とするため振動台実験とその解析を実施した。

安定性の検討項目としては、改良体全体の大きな残留変位(転倒、すべり、等)を対象としたもの(いわゆる外部安定性)と改良体自身の破壊を対象としたもの(いわゆる内部安定性)があるが、紙数の制約もあるので、本報告では実験結果とシミュレーション解析結果について外部安定性に着目して述べる。

2. 振動台実験

2.1 実験方法

実験に用いた土槽は長さ3m、高さ1.2m、奥行き1.0mであり、その中に底面より0.45mにわたって密度の高い非液状化砂層を作成した後、土槽の中央に改良体の模型(軽量コンクリート。ただし、CASE 3.1については砂にセメントを混合して作製した固化体)を設置し、その周辺に厚さ0.75mのゆるい液状化砂層を作成した。各改良体の改良幅B、根入れ深さD_pは様々である(表-1参照)が、いずれの模型においても改良体の表面に各種ピックアップを埋め込んである(図-1参照)。また、土槽の両側の内面や地盤内にもピックアップを設置してある。

表-1 模型改良体の滑動および転倒安定性評価
 [ただし、根入れ地盤ではφ'=30°として、主・受動土圧を考慮している。]

安定性の検討項目等 実験ケース	改良体下端部の 加速度(gal)		滑動安全率	転倒安全率
	公称値	実測値		
CASE 1.1 [B=55cm D _p =5cm]	100gal	121.5	1.62	1.51
	200gal	190.5	1.48	1.28
CASE 1.2 [B=32.5cm D _p =27.5cm]	100gal	124.5	3.38	1.54
	200gal	188.0	3.28	1.45
CASE 1.3 [B=20cm D _p =30cm]	100gal	126.0	3.95	1.84
	200gal	194.0	3.90	1.68
CASE 2.1 [B=32.5cm D _p =15cm]	100gal	127.0	3.04	1.39
	200gal	200.5	2.99	1.38
CASE 2.2 [B=32.5cm D _p =0cm]	100gal	121.5	2.38	1.19
	200gal	194.0	2.98	1.30
CASE 2.3 [B=20cm D _p =0cm]	100gal	118.5	2.87	1.51
	200gal	187.0	2.31	1.30
CASE 3.1 [B=32.5cm D _p =27.5cm]	100gal	126.0	3.91	1.85
	200gal	194.0	3.75	1.73

B, D_p: それぞれ改良体の幅と根入れ深さ

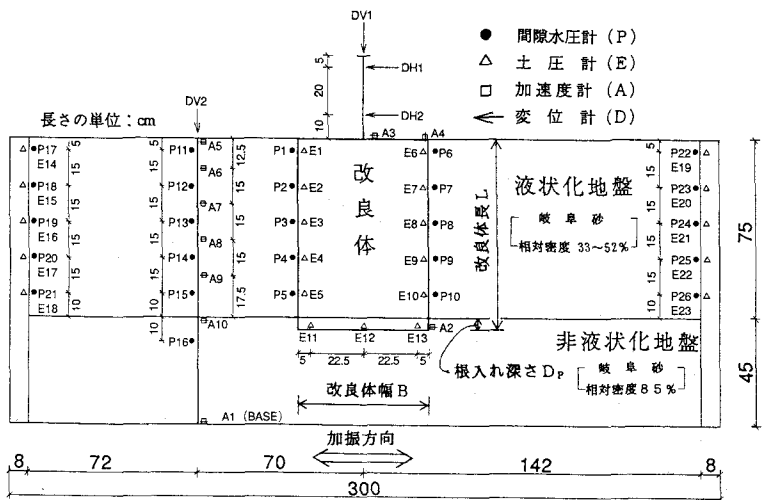


図-1 模型地盤の概要とピックアップの位置

実験は、まず改良体の両側にゆるい液状化層がなく、空の状態と水のみ張った状態でスワイプ試験を実施した。その後、水中落下法により、ゆるい飽和砂地盤を作成し液状化実験を行った。その際の加振振動数は10.0Hzであり、波数は20波とした。模型地盤の縮尺を1/20と考え、香川、国生らの相似則や井合の相似則²⁾を適用すると実物大の地盤では振動数約1.06 Hzの加振に相当する。

2. 2 実験結果

(1) 液状化実験後の改良体の残留変位について

表-1に示した実験ケースにおける残留水平変位、鉛直変位、回転角は、いずれの場合も、それぞれ0.5mm未満、0.25mm未満、0.06°未満と小さかった。このことは、対策範囲を狭めても改良体の外部安定性が極めて高いことを示している。そこで、滑動安全率と転倒安全率を計算したところ、全ての実験ケースで1.0を上回っていた(表-1参照)。本振動台実験は、破壊を伴っていないので、液体-地盤-構造物系の相似則²⁾が適用可能である。これにより基本的には、実物大の改良地盤でも模型地盤と同様に改良体の外部安定性が保たれるとの見通しを得た。

(2) 加振時の改良体の転倒安定性について

改良体を転倒させる駆動曲げモーメントは、土圧と改良体自身の慣性力に起因するが、その代表値として改良体下端における曲げモーメントを採用し、加振中におけるその大きさの変化を調べたところ、ピークは周辺のゆるい飽和砂地盤が液状化に至る過程で生じていることがわかった。このことは底面を剛に固定した地中構造物に関する既往の研究³⁾でも指摘されている。ところが、駆動曲げモーメントのピーク時点では、ゆるい液状化砂層中にも有効応力が残存しているため、転倒に対する抵抗をある程度期待できる。従って、駆動曲げモーメントのピーク時には転倒安定性が保たれている可能性が高いと判断し以降の議論では液状化後の改良体の挙動のみを検討対象とした。

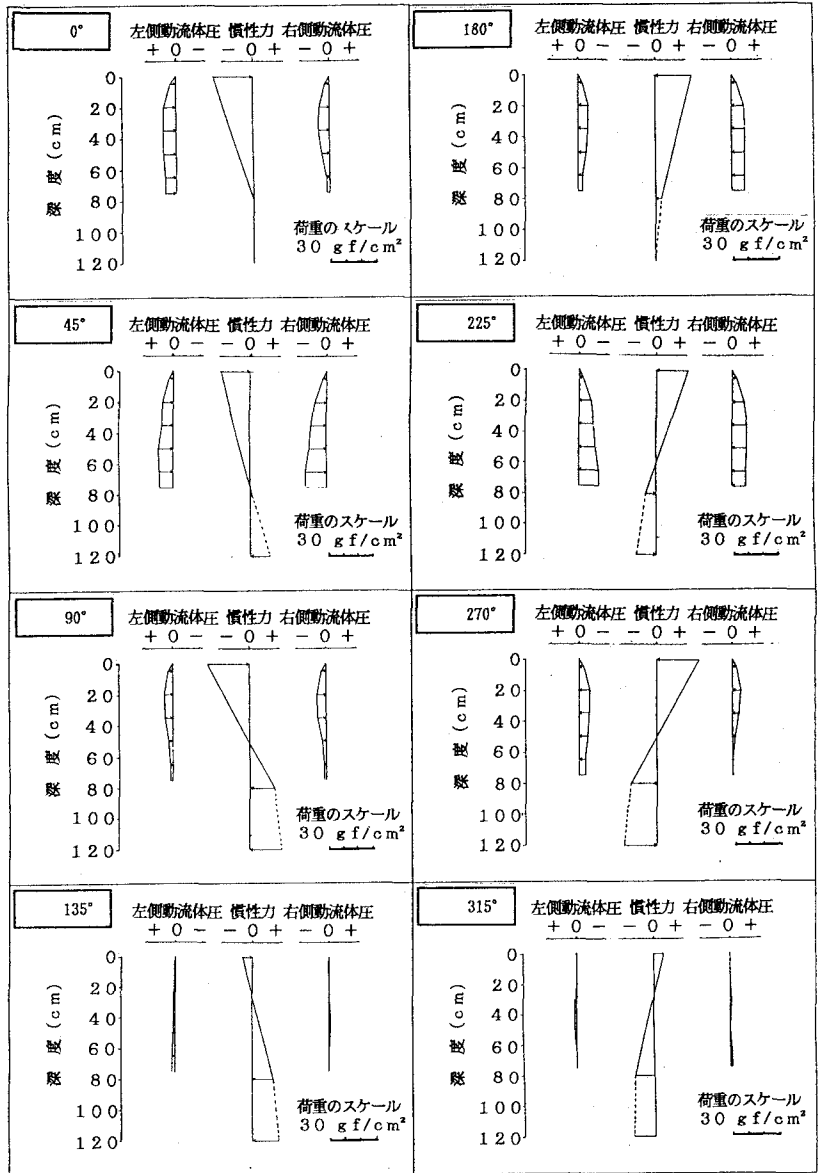


図-2 完全液状化後(18.5波~19.5波)において改良体に加わる動流体圧と慣性力の分布形状(CASE 1.1, 公称台加速度200 gal)

表-2 ロッキング振動する改良体の側面に作用する動流体圧の計算式

(3) 液状化後の改良体の挙動について
 図-2は、完全に液状化した後の改良体の挙動を示した1例である。図-2から以下のことが言える。

- ① 改良体の左右の側面に取り付けた土圧計による動流体圧の大きさはほぼ等しく、方向は一致している。従って、改良体には片面に作用する動流体圧の2倍が動流体圧による駆動力として作用していることになる。
- ② 改良体上、下端部の加速度の位相差はかなり大きい。このことは、位相差がほとんどない場合に比べて転倒安定性に関して好ましい影響をもたらす。

深度 y において壁面に作用する動流体圧 $P_d(y)$ (圧縮を正)

$$P_d(y) = \alpha_b \frac{8\rho_g H}{\pi^2} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{2}{\pi n^3 C_n} \cdot \sin\left(\frac{n\pi}{2}\right) \cdot \sin\left(\frac{n\pi y}{2H}\right) + \alpha_t \cdot \frac{8\rho_g H}{\pi^2} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^2 C_n} \left(1 - \frac{2}{\pi} \sin\frac{n\pi}{2}\right) \sin\frac{n\pi y}{2H}$$

$$C_n = \sqrt{1 - \frac{16\rho_g H^2}{n^2 \kappa T^2}}, \quad (n=1, 3, 5, \dots)$$

ここで、 α_b 、 α_t ：それぞれ改良体下端、上端における加速度（ただし、上流方向を正としている）。； ρ_g ：液状化した砂層の単位体積重量。； H ：液状化層厚。； y ：深度（ただし、水面位置を0とする）。； κ ：流体の体積弾性係数。； T ：調和振動の周期。

表-3 流体中でロッキング振動する改良体の運動方程式とその解

3. 液状化後の改良体の挙動のシミュレーション解析

ここでは、改良範囲と駆動力の大きさの関係を調べるため模型地盤を対象としたシミュレーション解析を実施した。

3.1 改良体の側面に作用する動流体圧の算定式

液状化したゆるい飽和砂は、ほぼ流体に近い挙動を示すことが知られており、鉛直面に作用する動流体圧は、Westergaardの解³⁾とほぼ一致することが示されている⁵⁾。ところが、Westergaardの解は、剛に固定された壁の側面に作用する動流体圧を対象としたものであり、本研究における改良体のようにロッキングが顕著な場合には、そのことを考慮しなければならない。本研究で新たに誘導したロッキング振動に対する動流体圧の算定式を表-2に示す。

3.2 改良体のロッキング振動に対する運動方程式とその解

液状化地盤中の改良体の両側には、向きが反対で大きさが等しい動流体圧が加わり、その大きさは、表-2中の式で表される。この動流体圧を考慮して改良体底面の中心まわりで改良体に作用する曲げモーメントの釣り合いを考えた運動方程式並びにその解を表-3に示す。ただし、座標軸のとり方は図-3に示す。

3.3 シミュレーション計算に用いたパラメータの決定方法

本実験（液状化実験）の前に、改良体の両側にゆるい液状化層がなく、空の状態（水位は非液状化層表面と一致している）で実施したスイープ試験結果から、底面回転バネ定数 K_R と減衰比 h の値を決定した。ただし、この場合、改良体の回転角の振幅が大きいほど K_R 、 h が大きくなる傾向が認

表-3 流体中でロッキング振動する改良体の運動方程式とその解

改良体のロッキング振動に対する運動方程式

$$(1 + C_1 C_2) \ddot{\theta} + 2h \omega_0 \dot{\theta} + \omega_0^2 \theta = - (1.5 + C_1 C_2) \ddot{X}_0 / L$$

ここで、
 $C_1 = 96\rho_g H^3 / (\pi^3 \rho_s B L^2)$
 $C_2 = \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \{D_F/H + 1 - 2/(n\pi) \cdot \sin(n\pi/2)\} / (n^3 C_n)$
 $C_3 = \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \{1 - 2/(n\pi) \cdot \sin(n\pi/2)\} \{D_F/H + 1 - 2/(n\pi) \cdot \sin(n\pi/2)\} / (n^3 C_n)$

ここで、 θ 、 X_0 ：それぞれ改良体の回転角、改良体底面中心の水平変位。； B 、 L 、 D_F ：それぞれ改良体の幅、高さ、根入れ深さ。； ρ_s ：改良体の密度。； ω_0 ：改良体の両側にゆるい飽和砂層がなく、空の時の固有円振動数（ $=\sqrt{K_R/I_0}$ ）。； K_R ：底面回転バネのバネ定数。； I_0 ：底面中心回りの慣性モーメント（ $=\rho_s B L^3/3$ ）。

調和振動に対する運動方程式の解

曲げモーメント比 R_m (改良体下端が剛に固定 ($K_R = \infty$) されたときの曲げモーメントの値で、そうでないとき ($K_R \neq \infty$) の曲げモーメントの値を割って無次元化したもの)

$$R_m = \left[\frac{\left(\frac{K_R}{I_0 \omega^2}\right)^2 + 4h^2 \frac{K_R}{I_0 \omega^2}}{\left(\frac{K_R}{I_0 \omega^2} - (1 + C_1 C_2)\right)^2 + 4h^2 \frac{K_R}{I_0 \omega^2}} \right]^{0.5}$$

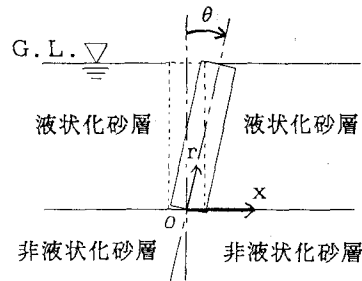


図-3 底面に中心のあるロッキング振動系に対する座標軸の定め方

められたので、液状化実験時の改良体の回転角振幅に対応した K_R 、 h を用いた。更に、液状化実験においては、水位を改良体の上端付近まで上昇させるため、浮力の影響により改良体直下の応力レベルは約半分に低下する。一般に、砂の剛性は応力レベルの平方根に比例することが知られているので、浮力の影響を考慮するため K_R の値を $1/\sqrt{2}$ 倍した。また、加振中には液状化した砂層から非改良地盤への過剰間隙水圧の伝播により、 K_R の大きさが低下すると思われる。こうした低下は、根入れが小さいほど著しいと考えられる。そこで、根入れ深さの小さいCASE1.1, CASE2.1, CASE2.2, CASE2.3では、 K_R の値を更に $1/2$ にした。

3. 4 実験結果と計算結果の比較

図-4は、動流体圧と改良体自身の慣性力による駆動曲げモーメントに関して、実験結果と計算結果を比較したものである。縦、横軸の曲げモーメント比は、実測または計算曲げモーメントを改良体下端が剛に固定($K_R = \infty$)のときの曲げモーメントで割って無次元化したものである。いずれの場合も実測結果と計算結果の対応はよい。

図-5は、 K_R と曲げモーメント比の関係を示したものである。図-5からわかるように、 K_R を大きくしていくと曲げモーメント比の値は1を越えてピークに達し、更に大きくすると減少していくことがわかる。今回、実施した実験では、 K_R の値が小さかったため、系の固有振動数よりも加振振動数の方が大きくなり、いわゆる免震効果が発揮されていることになる。

4. まとめ

深層混合処理工法による改良範囲と対策効果との関連を調べるため振動台実験を実施した。その結果、改良範囲が狭くなっても改良体の外部安定性が損なわれることがないこと実験より判明した。更に動流体圧を考慮したシミュレーション解析の結果、その原因は、改良範囲が狭くなるほど免震性が発揮されるためであることが判明した。

参考文献： 1) 土質工学会 (1993)：液状化対策の調査・設計から施工まで、現場技術者のための土と基礎シリーズ20。 2) Iai, S. (1989)："Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field," Soils and Foundations, Vol. 29, No.1, pp.105-118。 3) 岩橋敏広、国生剛治、当麻純一、江刺清行、桜井彰雄 (1982)：地震時液状化を考慮した立型地中構造物の大型模型振動実験、電力中央研究所報告、研究報告381024。 4) Westergaard, H.M. (1933)："Water pressures on dams during earthquakes," Trans. ASCE, Vol. 95, pp.418-433。 5) 土田肇 (1968)：振動により流動化した砂層が壘体に及ぼす圧力、土と基礎、Vol.16, No.5, pp.3~10。

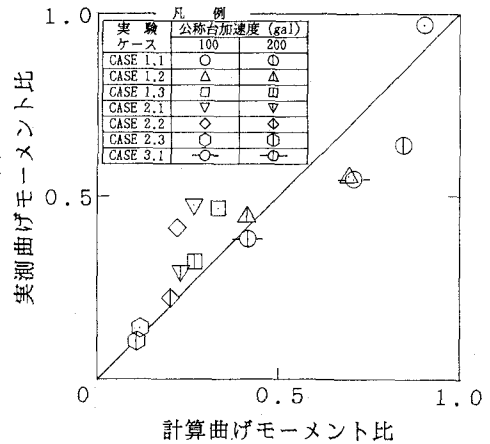
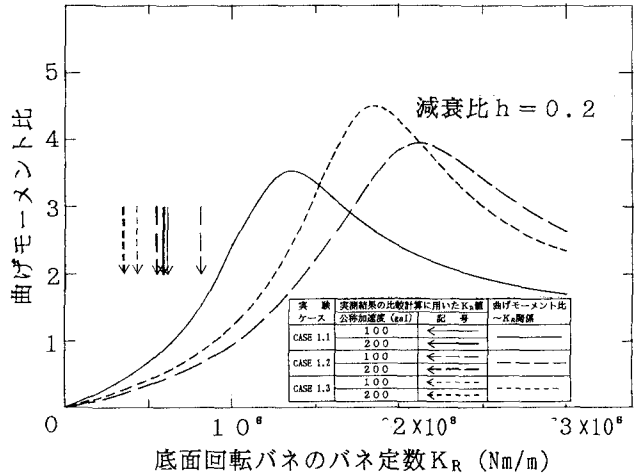
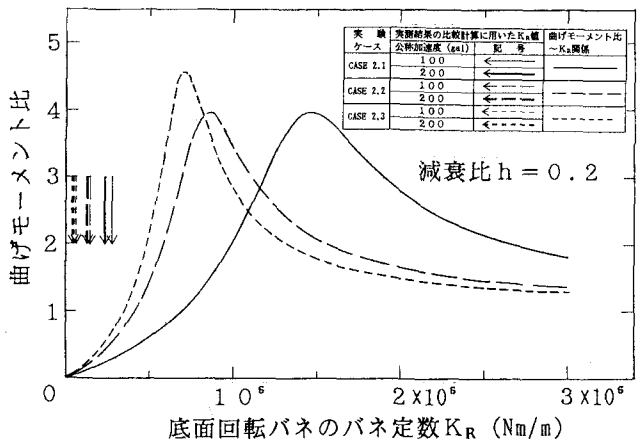


図-4 曲げモーメント比に関する実測値と計算値の比較



(a) CAES 1.1, CAES 1.2, CAES 1.3 の場合



(b) CAES 2.1, CAES 2.2, CAES 2.3 の場合

図-5 底面回転バネの大きさと曲げモーメント比の関係