

軟弱地盤上に設置した鋼板組立柱の地震時安定性評価

Seismic stability assessment of a steel plate built-up column sited on soft ground

中井健太郎¹，野田利弘¹，濁川直寛¹，清水亮太¹，
高稲敏浩²，太田真立³，森栄爾³，古田裕之³

- 1 名古屋大学大学院・工学研究科社会基盤工学専攻・nakai@civil.nagoya-u.ac.jp
- 2 ㈱浅沼組・技術研究所土木研究グループ
- 3 東邦ガス㈱・供給防災部

概要

本報では、仮想的に液状化危険度の非常に高い海上埋立地盤上に軽量の鋼板組立柱が設置されたときの地震時安定性評価を、簡易的に二次元平面ひずみ条件下で数値解析的に検証した。用いた解析プログラムは、土の骨格構造とその働きの差異によって砂から粘土、両者が混在した中間土を同じ理論的枠組みの中で記述する弾塑性構成式（SYS カムクレイモデル）を搭載した水～土骨格連成有限変形解析で、静的も動的も区別なく扱う事ができる。その結果、①地表付近において液状化の危険性の高い軟弱砂質地盤では、液状化に起因する地盤流動が原因となって上部構造物が不安定となること、②簡単な傾倒防止対策としては、構造物下部に敷設板を設置して、地盤との設置面積を広げることが有効であること、を数値解析によって示した。

キーワード：液状化，地盤と構造物の相互作用，水～土連成有限変形計算，地震応答解析，地震安定評価

1. はじめに

東邦ガス㈱では、都市ガスの安定供給のため、自営の無線回線を利用して、都市ガスパイプラインの圧力や流量を遠隔で監視制御している。また、大規模地震時には供給区域内に約 190 基設置した地震計データの入手や、被害が大きい地域へのガス供給停止も遠隔操作にて行う。このため、無線回線には高い信頼性が必要となる。無線回線は、建物の屋上や山上等に設置される中継用無線鉄塔と監視制御を行うガス供給設備に設置される鋼板組立柱（以下、パンザマスト）によって構成される。東邦ガス㈱ではこれまで、無線回線の信頼性の更なる向上のため、無線設備の耐震診断や無線回線の複線化等を実施してきている。今回は、地震によって液状化が発生した場合のパンザマストへの影響について評価を実施した。

本報では、仮想的に液状化危険度の非常に高い海上埋立人工地盤上に、パンザマストが設置されたときの地震時安定性評価を、簡易的に二次元平面ひずみ条件下で数値解析的に検証した。用いた解析プログラムは、土の骨格構造とその働きの差異によって砂から粘土、両者が混在した中間土を同じ理論的枠組みの中で記述する弾塑性構成式（SYS カムクレイモデル¹⁾）を搭載した水～土骨格連成有限変形解析^{2),3)}で、静的も動的も区別なく扱う事ができる点が特徴である。

2. 解析対象地盤のモデル化

仮想的にパンザマストを設置した地盤は、過去に名古屋大学で研究対象とした、地震発生時の液状化危険度が高い海上埋立人工地盤である⁴⁾。解析に用いた有限要素メッシュ図を図-1 に示す。非常に強固な第三紀泥岩層の上に、洪積砂層が 10m、沖積砂層が 5m、さらに埋立砂層が 12m、水平成層に堆積した地盤であり、ほとんどが砂質土で構成されている。埋立砂層と沖積砂層は、原位置試験から密度が小さく、 N 値も 0～5 程度と軟弱であることがわかっており、液状化の危険性が高いと考えられている。

解析に用いた弾塑性性状の一覧を表-1 に示す。これらは、実際の海上埋立人工地盤から採取した不攪乱試料の力学試験結果を、SYS カムクレイモデルで再現することによって決定している。図-2 には、第三紀泥岩層の標準圧密試験

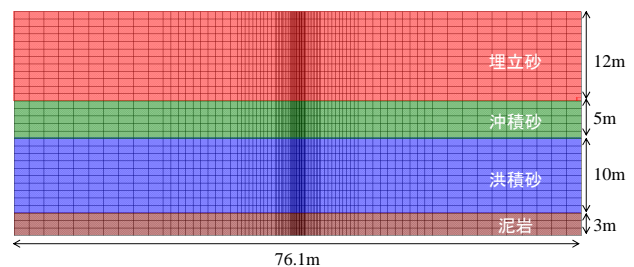


図 1 解析に用いた有限要素メッシュ

表 1 解析に用いた弾塑性性状の一覧

	泥岩	洪積砂	沖積砂	埋立砂
弾塑性パラメータ				
限界状態定数 M	0.60	1.10	1.10	1.10
NCLの切片 N	2.10	1.989	1.989	1.989
圧縮指数 λ	0.17	0.05	0.05	0.05
膨潤指数 $\bar{\kappa}$	0.003	0.0002	0.0002	0.0002
ポアソン比 ν	0.3	0.3	0.3	0.3
発展則パラメータ				
構造劣化の塑性尺度 (IREV)	4	4	4	4
$-D_v^p$ と $ D_v^p $ の割合 c_s	1.0	1.0	1.0	1.0
構造劣化指数 a ($b=c=1.0$)	0.01	5.0	5.0	5.0
正規圧密土化指数 m	10.0	0.12	0.12	0.12
回転硬化指数 br	0.001	3.0	3.0	3.0
回転硬化限界面 m_s	1.0	0.9	0.9	0.9
物性				
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.707	2.675	2.675	2.675
透水係数 k (cm/s)	1.0×10^{-7}	4.0×10^{-3}	4.0×10^{-3}	4.0×10^{-3}
初期値				
初期比体積 v_0	1.70	1.798	1.935	1.914
初期応力比 η_0	0.545	0.545	0.0	0.0
初期構造の程度 $1/R'_0$	50.0	1.4	1.4	1.4
初期過圧密比 $1/R_0$	2.8×10^2	3.7×10^1	3.9×10^0	8.6×10^0
	$\sim 3.0 \times 10^2$	$\sim 5.8 \times 10^1$	$\sim 5.2 \times 10^0$	$\sim 1.8 \times 10^1$
初期異方性の程度 ϵ_0	0.0	0.545	0.7	0.7

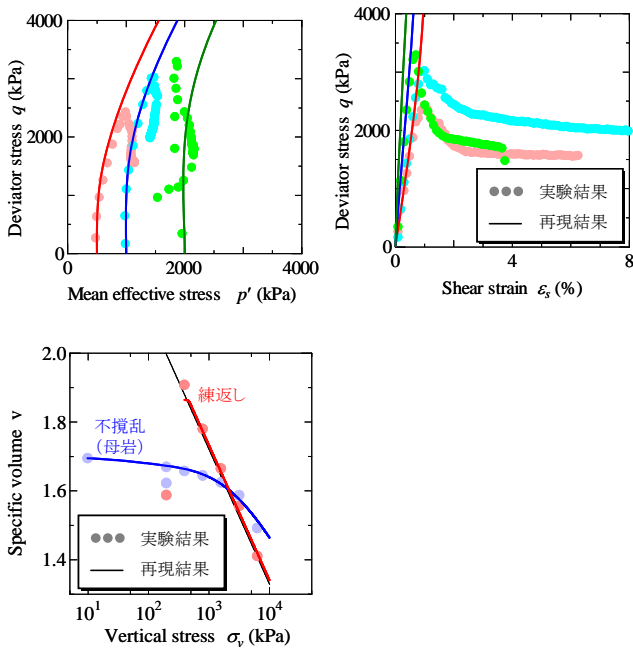


図 2 第三紀泥岩層の実験結果と再現結果

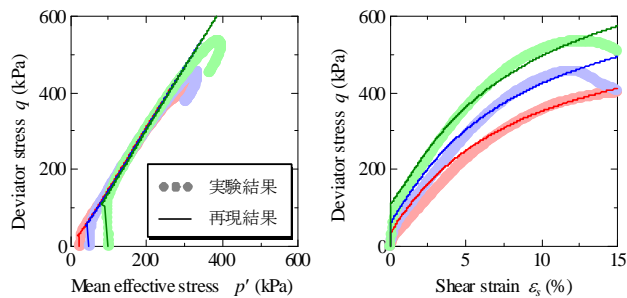


図 3 埋立砂層の実験結果と再現結果

および非排水三軸圧縮試験結果を、図 3 には、埋立砂層の非排水三軸圧縮試験結果を、再現結果とともに示すが、再現結果は実験結果をよく再現できている。ただし、泥岩層の三軸圧縮試験結果において、せん断途中で急激に軸差応力が低下しているが、これはせん断途中で供試体に亀裂が入り、脆性破壊したためである。このような挙動は要素特性として捉えることが適切でないので、破壊に至るまでの挙動を再現した。以上のように、SYS カムクレイモデルを用いることによって、同じ土材料であれば、圧密挙動からせん断挙動までの広範な力学挙動を一組の材料定数と初期値群で再現することが可能である。なお、沖積砂層と洪積砂層では不攪乱試料のサンプリングが行われなかったため力学試験結果は得られなかったが、物理特性の照査から埋立砂層と同じ材料定数と判断した。そこで、原位置で測定された湿潤密度を参考に、初期状態のみを変えて再現した。各層で比体積と構造の程度は均一と仮定し、土被り圧に応じて過圧密比を分布させている。

図 1 に示すように、解析領域は幅 76.1m、高さ 30m で、地表面は水圧が常にゼロの排水境界（大気圧境界）、地盤の側面と底面は非排水境界とした。地盤下端節点は底面粘性境界 ($V_s=600\text{m/sec}$) を設け、地盤両側端要素には側方境界要素単純せん断変形境界⁵⁾を設けた。地震動は、地盤底面の全有限要素節点の水平方向に、図 4 に示す、東海・東南海・南海 3 連動型地震波⁶⁾を入力した。最大加速度が 300gal、卓越周期が 0.2~0.4s であり、主要動継続時間は約 100 秒と非常に長い。

3. パンザマスト未設置時の地震応答解析

各層中央部における、地震中～地震後の要素挙動を図 5 に示す。基盤層（泥岩）ではほとんど変形が生じないものの、その上部に堆積する砂層はいずれも、地震中に有効応力がゼロ付近まで減少して液状化に向かっていている様子が伺える。比較的密度の大きい洪積砂層であっても、地震永

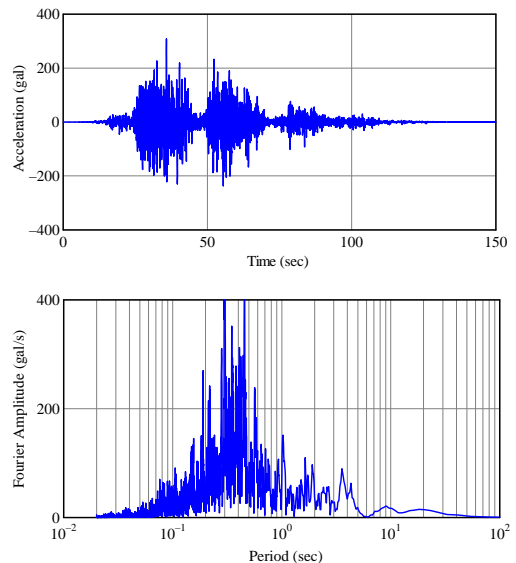


図 4 入力地震波

続時間が長いので、有効応力がほぼゼロとなってしまう。地震後は有効応力の回復に伴って比体積が減少し、圧密沈下する。

続いて、図6に層別沈下量を示す。地震終了直後から沈下しはじめ、約1日かけて地表面で約40cmの沈下をしめ

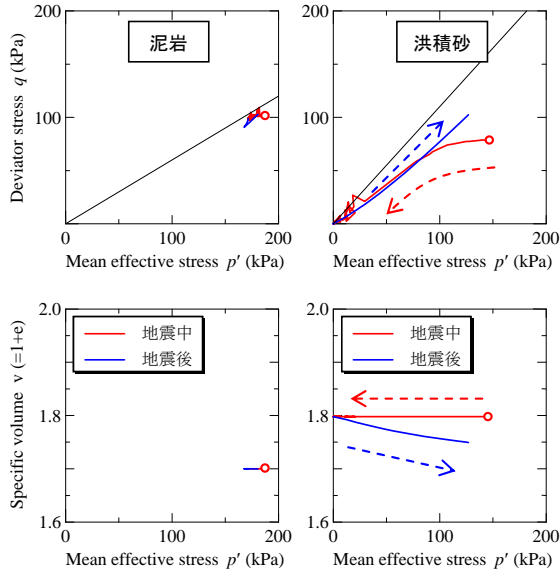


図5 各層中央部における要素挙動

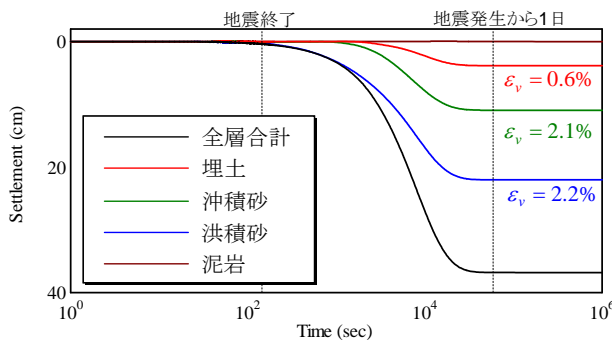


図6 各層の層別沈下量

す。各層での体積ひずみ量を計算すると、深度が深くて拘束圧の大きい洪積砂層および沖積砂層では2%程度となっている。石原ら⁷⁾によると、液状化した砂層は液状化層厚の3~5%程度沈下すると報告している。今回の解析では、周辺構造物や上載荷重のない水平地盤における沈下量であるため、上記よりも若干小さめだが、おおよそ報告値に近い沈下量となっている。

4. パンザマスト設置時の地震応答解析

パンザマストは、直径0.3m、高さ15m程度の比較的軽量の鋼製中空円筒柱である。地中の根巻コンクリート部および柱部は、実物の構造物を参考に、等価な重量と剛性を有する一相系弾性体でモデル化した。実際のパンザマストは、地震時の転倒対策として2~3mの根巻深さを有する。今回の解析では、実物のパンザマストの根巻き深さに相当する2mと、実物とは異なるが仮想的に根巻き深さを短くした1mの2ケースを想定した。

図7には根巻深さが2mの時の、地震発生から30年後（圧密沈下収束後）のせん断ひずみ分布（パンザマスト周辺の拡大図）を示す。パンザマスト周辺でせん断ひずみが卓越するものの、地震後もずっと安定を保っている。続い

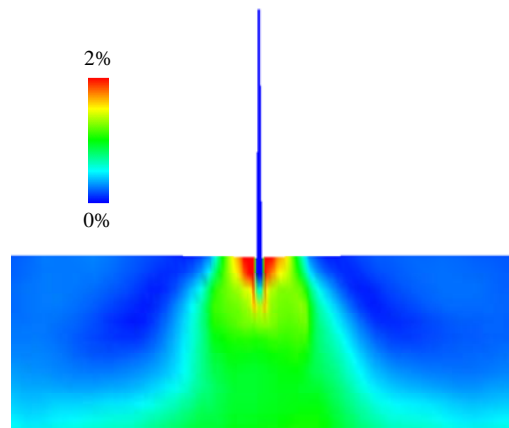


図7 根巻き深さ2mの時のせん断ひずみ分布
(地震発生から30年後；圧密沈下終了後)

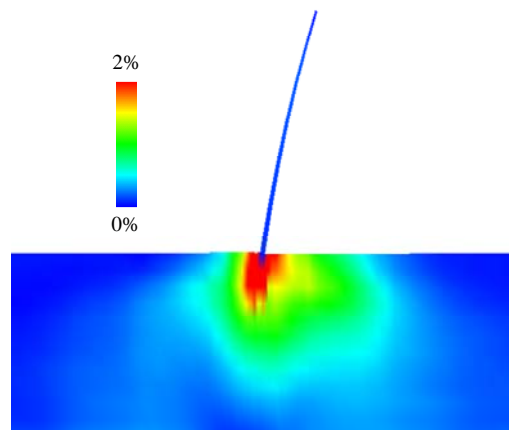


図8 根巻き深さ1m(仮想条件)の時のせん断ひずみ分布
(地震発生から100秒後)

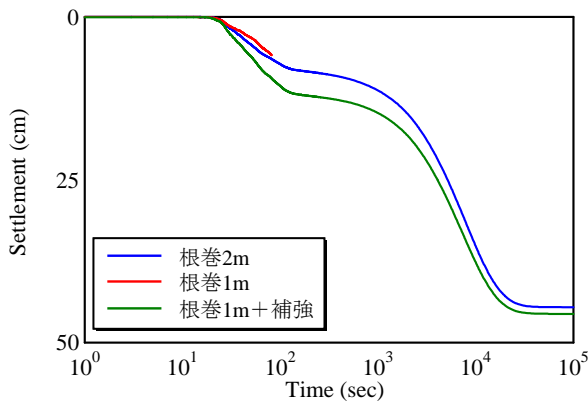


図9 パンザマスト先端における沈下量

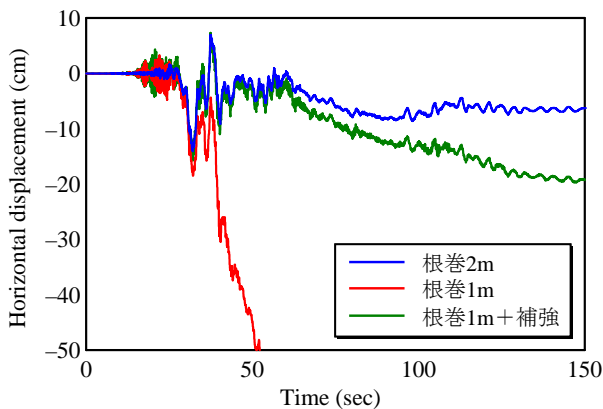


図10 パンザマスト先端における水平変位量

て、図8には根巻深さが1mの時の、地震発生から100秒後のせん断ひずみ分布を示す。根巻き深さが浅いと、地震中にパンザマストが傾倒してしまうようすがわかる。図9と図10には、パンザマスト先端における変状(沈下量および水平変位量)を示す。根巻深さが2mの時、柱は左右に最大10cm程度揺れながらも安定を保つが、根巻深さが1mの時には、主要動付近(地震発生から40秒経過後)から急速に傾倒し始める。沈下量を見ると、地震中に約10cm沈下した後、地震後の圧密沈下によってさらに30cm程度沈下している。3.でも述べたように、解析対象地盤は地震中に液状化を示し、地盤は支持力を失ってしまう。根巻深さが1mと浅い場合には、液状化層の流動に伴って上部構造物は不安定となってしまったと考えられる。

5. 傾倒防止対策の一検討

簡単な傾倒防止対策として、柱底部にコンクリートによる補強(舗装)を行った。補強部分は厚さ0.1m、幅0.9mとし、解析では補強部分は柱と一体化している。図11は、図8で示したパンザマストが地震中に傾倒した根巻深さ1mのケースに対して、補強を施した場合のせん断ひずみ分布(地震発生から30年後)を示す。また、図9および図10中にも、補強を施した場合の解析結果を併記している。最終的な水平変位量が約20cmと根巻き深さ2mの場合と比較すると若干傾いているが、補強によって傾倒を防

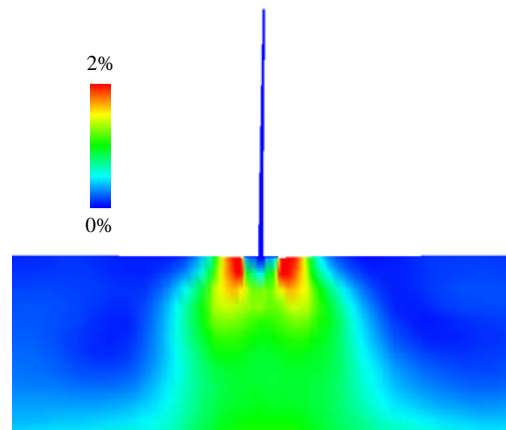


図11 根巻き深さ1mに敷設板を設置したときのせん断ひずみ分布(地震発生から30年後;圧密沈下終了後)

ぐことができることがわかる。図7と比較すると、パンザマスト下部におけるせん断ひずみ分布が広範囲に拡大していることがわかる。補強によって地面と構造物との設置面積が大きくなり、荷重分散させた効果だと考えられる。

6. おわりに

本報では、パンザマストに対し、地震によって液状化が発生した場合の影響について数値解析的に評価した。その結果、通常使用する2m以上の根巻き深さを有するパンザマストは、液状化危険度の非常に高い地盤においても、地震中～地震後にかけて安定を保つことがわかった。一方、仮想的に根巻き深さを1mにしたところ、液状化に起因する地盤流動が原因となって、上部構造物が不安定となることもわかった。なお、比較的簡単な傾倒防止対策としては、構造物下部に薄い補強を施して地盤と構造物との設置面積を拡大し、荷重分散させることが有効であることを数値解析によって示した。

参考文献

- 1) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.5, pp.47-57, 2002.
- 2) Asaoka, A. and Noda, T.: All soils all states all round geo-analysis integration, *International Workshop on Constitutive Modelling - Development, Implementation, Evaluation, and Application*, pp.11-27, 2007.
- 3) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M.: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, Vol.48, No.6, 771-790, 2008.
- 4) 中井健太郎, 野田利弘, 中野正樹, 浅岡顕: 軟弱層を含む海上埋立人工地盤の地震応答解析, 第21回中部地盤工学シンポジウム, pp.71-74, 2009.
- 5) 吉見吉昭, 福武毅芳: 地盤液状化の物理と評価・対策技術, 技報堂出版, 2005.
- 6) 内閣府 中央防災会議, 東海東南海南海地震公開データ
- 7) Ishihara, K. and Nagase, H.: Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquake, *Soils & Foundations*, Vol.28, No.1, pp.65-76, 1988.