

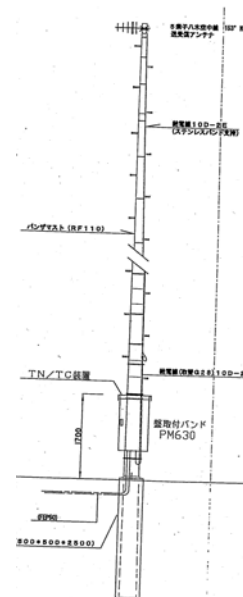
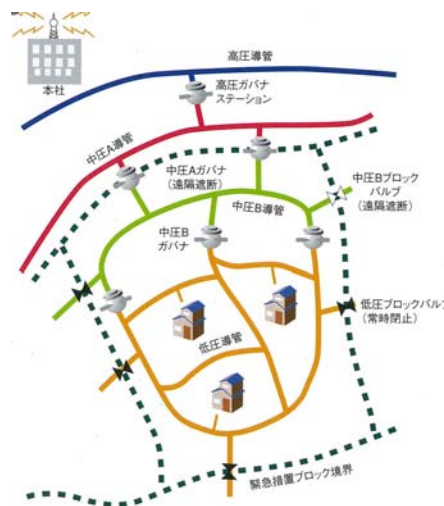
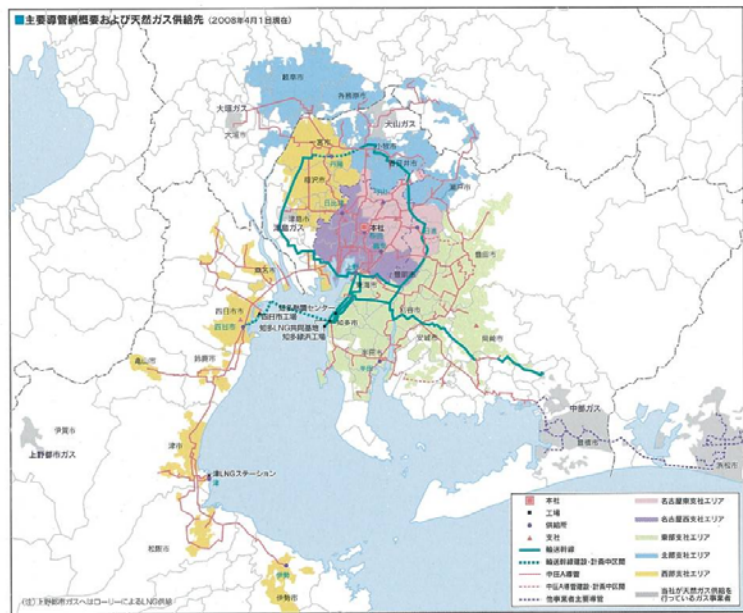
鋼板組立柱の地震時安定性評価と傾倒防止対策の検討

名古屋大学 国際会員 中井健太郎
 名古屋大学 国際会員 野田利弘
 名古屋大学 学生会員 徐賓賓
 東邦ガス(株) 正会員 ○長谷川友里
 東邦ガス(株) 正会員 太田真立
 東邦ガス(株) 正会員 谷重彦

1. はじめに

東邦ガス(株)では、愛知県・三重県・岐阜県にまたがる52市21町1村の約227万件に天然ガスを供給している(図-1)。都市ガスの安定供給のために、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すると同時に、大規模な地震が発生した場合には、供給ブロック(予め、供給区域を55に分割したもの)内の中圧Aガバナを閉止して被害甚大地域へのガス供給停止を遠隔操作にて行う(図-2)。このため、無線回線には高い信頼性が求められている。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(図-3)。東邦ガス(株)では無線回線の信頼性の向上のため、無線設備の耐震診断や無線回線の複線化等を実施しているが、更なる信頼性確認のため、地盤と構造物の相互作用を考慮した耐震性評価を実施した。

本報の目的は、緩い砂質地盤や鋭敏な粘土地盤など、各種軟弱地盤上に仮想的に設置された鋼板組立柱の地震時安定性を数値解析によって評価することである。解析は簡易的に二次元平面ひずみ条件下で実施した。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プログラム^{2),3)} **GEOASIA** 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と入力地震波

パンザマストは供給区域内の様々な地盤上に設置されており、構造物自身の仕様も設置箇所によって若干異なる。そこで、今回解析対象とするのはパンザマストが実際に設置されている具体の事例ではなく、過去に名古屋大学で研究対象とした軟弱地盤（砂質地盤および粘土地盤）を参考^{4),5)}に仮想的な地盤を作成し、

- ①液状化地盤上に設置されたパンザマストの根巻き深さが地震時安定性に及ぼす影響
- ②液状化層厚がパンザマストの地震時安定性に及ぼす影響
- ③軟弱粘土地盤に設置されたパンザマストの地震時安定性評価

の3点について検討を行った。パンザマストは代表的／平均的な2種類を用いた。

解析に用いた有限要素メッシュ図を図-4に示す。基盤層として非常に強固な第三紀泥岩層の上に、密な砂層が10m堆積している。その上部に、解析条件に応じて、緩い砂あるいは軟弱粘土が異なる層厚（3m または 10m）で堆積する水平成層地盤を仮定した。本解析では特に、この地表付近の土質種類および層厚に着目した考察を行っている。解析に用いた弾塑性性状の一覧を表-1に示す。これらは、過去に名古屋大学で研究対象とした地盤で、原位置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-5は解析に用いた入力地震波を示す。この地震波は、東海地域において中央防災会議が定める東海・東南海・南海3連動型地震である。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。なお解析の際は、地盤底面全節点の水平方向にVs=600m/secに相当する底面粘性境^{6),7)}を設定し、地震中のみならず、地震動終了後も地盤内の間隙水圧が消散して沈下が完全に収束するまで、継続して

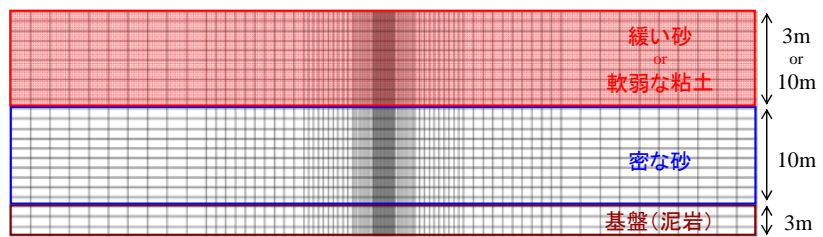


図-4 解析に用いた有限要素メッシュと地盤条件

表-1 解析に用いた弾塑性性状（材料定数と初期値）の一覧

		泥岩	密な砂	緩い砂	鋭敏粘土
弾塑性	限界状態定数 M	0.60	1.10	1.10	1.60
	NCL の切片 N	2.10	1.989	1.989	2.51
	圧縮指数 $\tilde{\lambda}$	0.17	0.05	0.05	0.21
	膨潤指数 $\tilde{\kappa}$	0.003	0.0002	0.0002	0.02
	ポアソン比 ν	0.3	0.3	0.3	0.3
発展則	構造劣化の塑性尺度 (IREV)	4	4	4	4
	$-D_v^p$ と $ D_s^p $ の割合 c_s	1.0	1.0	1.0	0.3
	構造劣化指数 a ($b=c=1.0$)	0.01	5.0	5.0	0.6
	正規圧密土化指数 m	10.0	0.12	0.12	5.0
	回転硬化指数 br	0.001	3.0	3.0	0.001
物性	回転硬化限界面 m_b	1.0	0.9	0.9	1.0
	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.707	2.675	2.675	2.754
初期値	透水係数 k (cm/s)	1.0×10^{-7}	4.0×10^{-3}	4.0×10^{-3}	1.0×10^{-6}
	初期比体積 v_0	1.70	1.72	1.98	2.95
	初期応力比 η_0	0.545	0.545	0.545	0.545
	初期構造の程度 $1/R_0^*$	50	1.4	5.0	9.0
	初期過圧密比 $1/R_0$	363~404	243~489	10.5~80.5	2.4~36.8
	初期異方性の程度 ζ_0	0.545	0.545	0.545	0.545

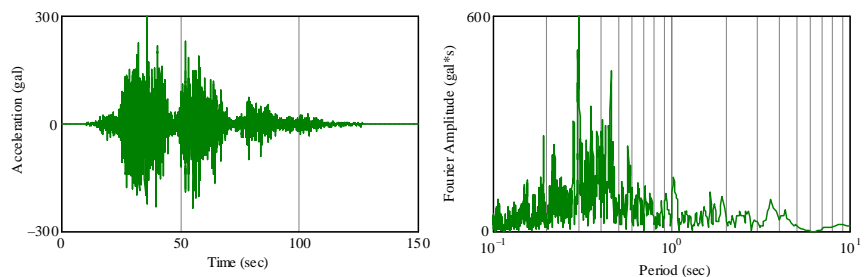


図-5 入力地震波

実施した。水理境界は、地表面が水位面と一致するよう水圧ゼロとし、下端面は透水係数の小さい不透水層の存在を考慮して、両側面と合わせて非排水境界としている。また、制約条件として周期境界⁸⁾を設けるために、両側面の同一高さの全節点の各成分に等変位条件^{2),9)}を与えている。

3.パンザマスト設置した時の地震応答解析

パンザマストは、直径 0.2~0.4m、高さ 10m~20m 程度の比較的軽量の鋼製中空円筒柱である。地中の根巻き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(図-6)。実物は、地震時の転倒対策として 2~3m の根巻き深さを有するが、今回の解析では仮想的に根巻き深さが 1m と危険な状態を想定した解析も実施している。また代表的/平均的なパンザマストとして、重量が軽量で底面積の小さい Type-A と相対的に重量が大きく底面積の大きい Type-B、2つのパンザマストをモデル化している。ただし、パンザマスト高さはともに 15m とした。2種類の比較を表-2 に示す。

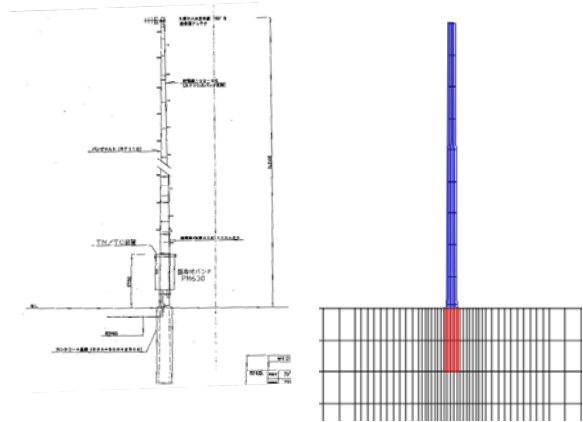


図-6 パンザマストのモデル化

表-2 モデル化したパンザマストの比較

	底面幅	頂点幅	重量
Type-A	0.30m	0.14m	2.40kN
Type-B	0.36m	0.25m	3.90kN

3.1. 液状化地盤上に設置されたパンザマストの根巻き深さが地震時安定性に及ぼす影響

本節では、表層地盤が液状化の危険性の高い砂質土の時、パンマザストの寝巻き深さが地震時安定性に及ぼす影響について検討した。表層の砂層厚はすべて 10m である。解析条件を表-3 に示す。解析に用いたパンザマストは軽量の Type-A である。

表-3 解析条件

ケース	地盤	パンザマスト	根巻き深さ
1	砂地盤① (層厚 10m)	軽量タイプ (設置面積狭い)	3m
2	砂地盤① (層厚 10m)	軽量タイプ (設置面積狭い)	2m
3	砂地盤① (層厚 10m)	軽量タイプ (設置面積狭い)	1m

図-7 に、各層中央部における、地震中~地震後の要素挙動を示す。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減少する。緩い砂層では地震中に応力状態がほぼ $p'=q=0$ となって液状化していることがわかる。地震後は有効応力の回復に伴って比体積が減少して圧密沈下する。密な砂層を見ても、緩い砂層ほどではないものの、地震の継続時間が長い場合地震中に有効応力が減少する。

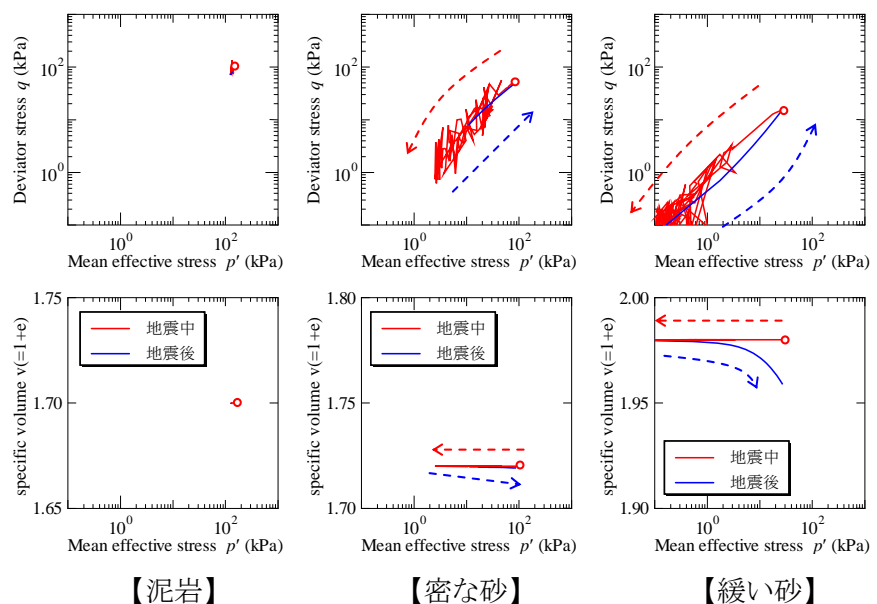


図-7 各層中央部における地震中~地震後の要素挙動

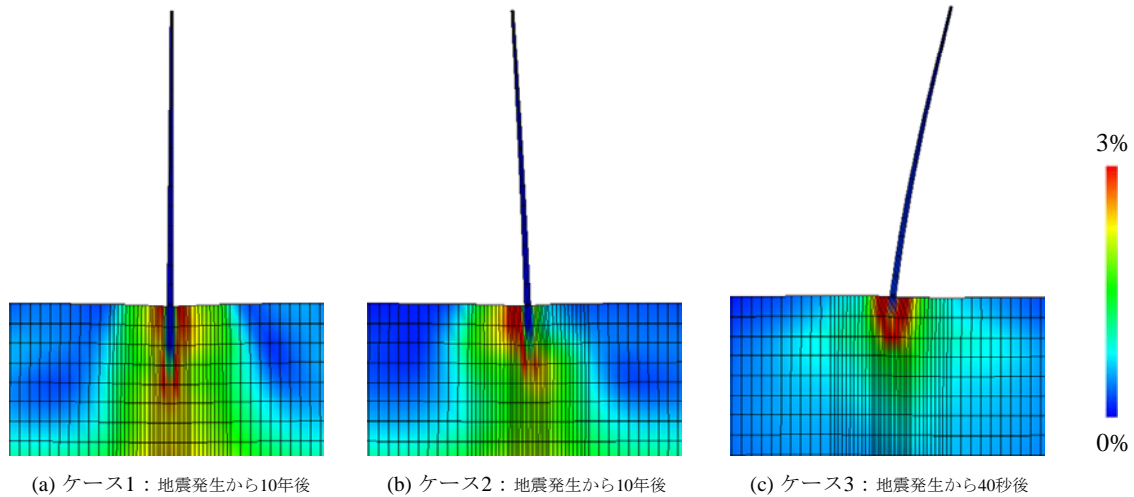


図-8 せん断ひずみ分布

図-8には、ケース1からケース3のせん断ひずみ分布（パンザマスト周辺の拡大図）を示す。ケース1とケース2は地震発生から10年後（圧密沈下終了後）、ケース3は地震中にパンザマストが転倒した時点（地震発生から約40秒後）である。なお、パンザマスト下端と地盤との共有節点のいずれかにおいて引張力が発生した時にパンザマストが地盤と離れて転倒したと判断し、解析を終了している。図-9には、パンザマスト先端における水平変位の比較を示す。寝巻き深さが深いケース1とケース2では、地震発生から60秒までは最大で20cm程度左右に揺れながらも安定を保つ。図-7でも示したように、地震中に表層地盤が液状化して支持力を失ってしまうため、地震発生から60秒を過ぎたくらいから、パンザマストは自重によって次第に傾いていく。根巻き深さが2mの時は最終的に70cm（4.7%の傾き）、根巻き深さが3mの時は20cm（1.3%の傾き）の残留水平変位を生じるが、地震後も倒れることはない。一方、寝巻き深さが浅いケース3の場合は、最大加速度発生時点（地震発生から約30秒後）から急激に水平変位が発生して、パンザマストと地盤が離れて傾倒してしまう。せん断ひずみ分布を見てみると、根巻きコンクリート周辺で卓越していることがわかる。根巻き深さが深いほど、地盤深部で構造物を支持するため安定することがわかる。

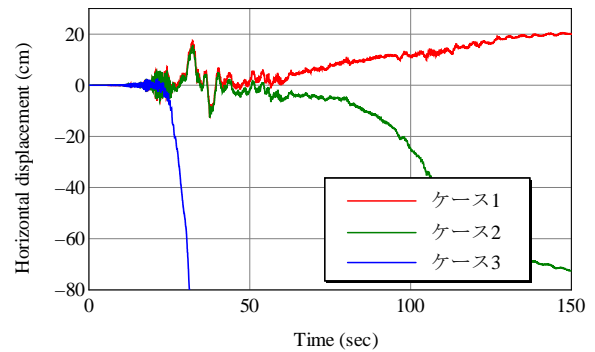


図-9 マスト先端での水平変位の比較

3.2. 液状化層厚がパンザマストの地震時安定性に及ぼす影響

本節では、表層の砂質土層が10mと3mの時の地震応答解析を実施し、液状化層厚が地震時安定性に及ぼす影響について検討した。解析条件を表-4に示す。なお、解析に用いたパンザマストは、Type-Aに比べると設置幅が広く重量の大きいType-Bで、寝巻き深さは1mとした。解析に用いた地盤の材料定数、初期値は前節3.1.とまったく同じである。

表-4 解析条件

ケース	地盤	パンザマスト	根巻き深さ
4	砂地盤① (層厚 10m)	重量タイプ (設置面積広い)	1m
5	砂地盤② (層厚 3m)	重量タイプ (設置面積広い)	1m

図-10には、ケース4とケース5における地震発生から10年後のせん断ひずみ分布を、図-11にはマスト先端における水平変位の比較を示す。液状化層厚の厚いケース4では、地震中～地震後にほとんど水平変位

が発生せずにパンザマストは安定を保つが、液状化層厚の薄いケース5では、地震中に左右に揺れながらパンザマストは次第に傾いていき、最終的には40cm程度の水平変位（3%の傾き）を生じる。せん断ひずみ分布を比較すると、ケース5地盤に比べてケース4は、せん断ひずみの発生が小さいことがわかる。液状化層厚が薄いケース5の方が、水平変位量、せん断ひずみ発生量ともに小さくなる原因を探るために、図-12には、両地盤の地表面で観測された加速度応答を示す。液状化層厚の厚いケース4では、液状化によって加速度が大きく減衰してしまっている。一方のケース5では、液状化層厚が薄いので地震中の加速度の減衰の程度は小さいため、パンザマストで大きな揺れが発生していることがうかがえる。

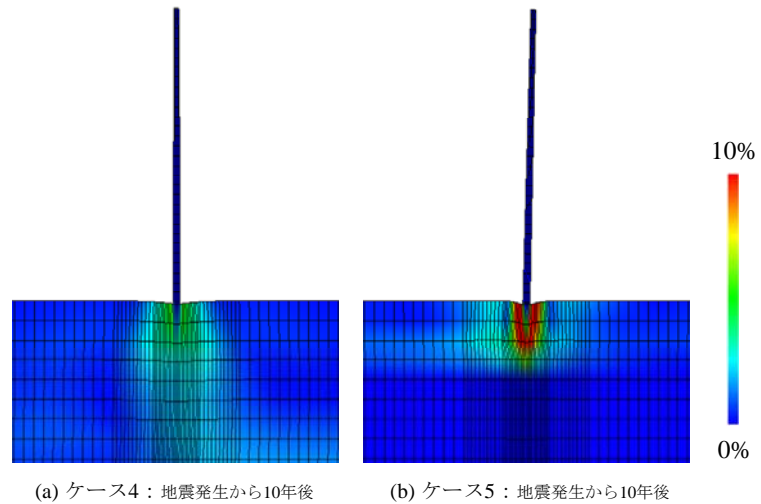


図-10 せん断ひずみ分布

3.1.節では根巻き深さが1mの時はパンザマストが傾倒したが、本節の解析では、若干の傾きは生じたものの安定を保った。ケース3とケース4を比べると、両者で地盤条件は等しいため、パンザマストのモデル化の差異によるものだと考えられる。パンザマストのような比較的軽量で細長い構造物の場合、Type-Bのように、底面積（接地面積）が広くて重量の大きい構造物ほど安定を保ちやすい（傾倒しにくい）と考えられる。

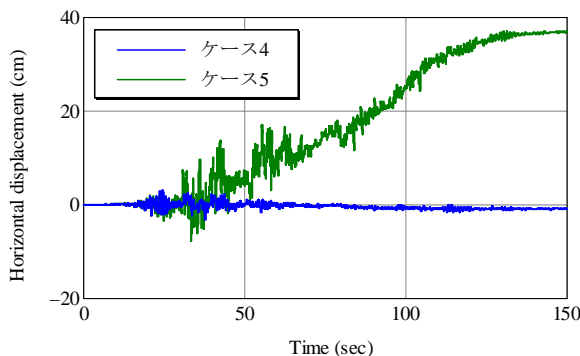


図-11 マスト先端での水平変位の比較

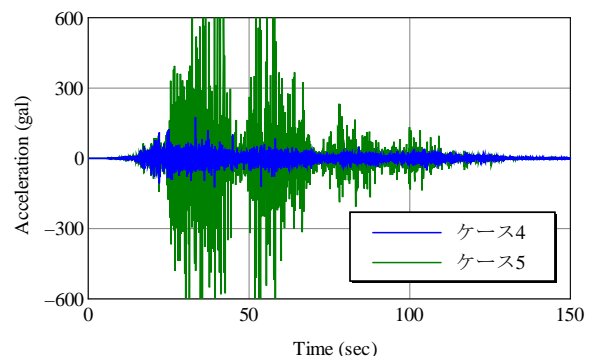


図-12 地表面で観測された加速度の比較

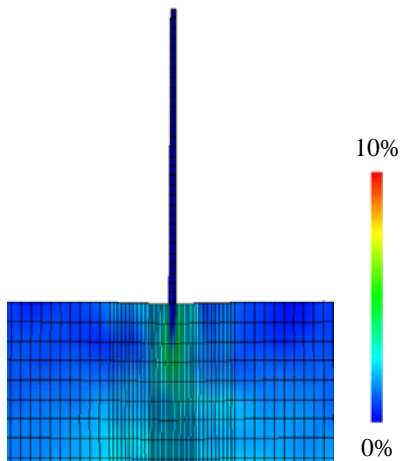
3.3. 軟弱粘土地盤に設置されたパンザマストの地震時安定性評価

3.1 および 3.2 では、表層が液状化の危険性の高い砂質土の場合のパンザマストの地震時安定性について検討を進めてきた。本節では、鋭敏な粘性土地盤上に設置されたパンザマストの地震時安定性評価を行った。解析条件を表-5に示す。粘土層厚は10mである。解析に用いたパンザマストはType-Bで、寝巻き深さは1mとした。

表-5 解析条件

ケース	地盤	パンザマスト	根巻き深さ
6	粘土地盤 (層厚 10m)	重量タイプ (設置面積広い)	1m

図-13には、ケース6における地震発生から30年後のせん断ひずみ分布を、図-14にはマスト先端における水平変位を示す。表層が粘土層の場合、パンザマスト先端は最大で約60cmと大きく左右に揺れながらも、最終的な残留水平変位はほとんど生じないことがわかる。図-15には地表面で観測された加速度応答を示す。図-12と比べると明らかなように、粘土層の存在で加速度が大きく増幅されている。そのため、パンザマス



ケース6：地震発生から30年後

図-13 せん断ひずみ分布

トは大きく揺れてしまうものの、砂質土のように液状化して支持力を失うことはないので、根巻き深さが 1m と浅くても、地震中から地震後にかけてずっと安定を保つことがわかる。

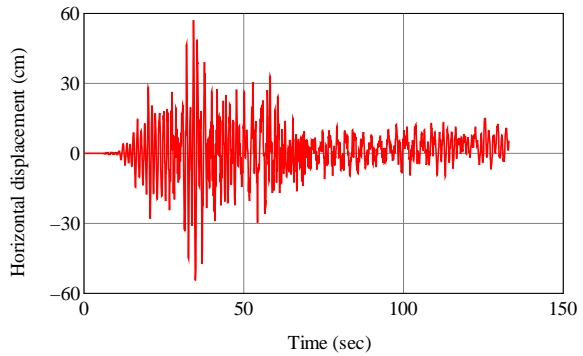


図-14 マスト先端での水平変位の比較

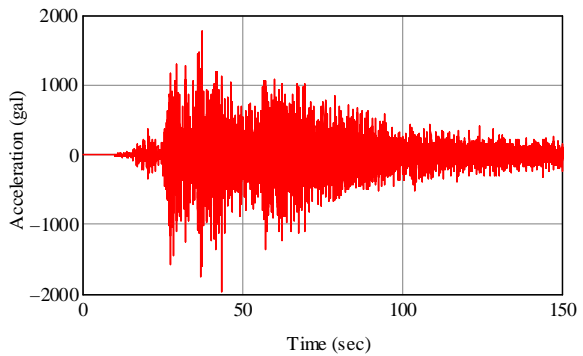


図-15 地表面で観測された加速度の比較

3.4. まとめ

パンザマスト転倒の主たる要因は、表層の砂質土の液状化に伴う支持力低下であり、根巻き深さが浅いと地震中に傾倒してしまう可能性があることがわかった。液状化層厚が厚いと加速度の減衰によって構造物は大きく揺れないが、液状化層厚が薄いと、減衰の程度が小さいため、上部構造物の安定性が低くなることがわかった。液状化危険度の高い砂質地盤に設置されたパンザマストへの傾倒防止対策の必要性を示唆した。一方、粘土地盤上のパンザマストは構造物の揺れは大きくなるものの安定を保つことがわかった。なお、構造物に作用する曲げモーメントを算出したところ、降伏モーメントに対して十分に小さいことが確認されたため、粘土地盤上のパンザマストへの対策は砂質地盤に比べて緊急でないことがわかった。

4. 補強部材設置による傾倒防止対策の検討

本章では、3 章において傾倒の危険性が高いと判断された砂質地盤上のパンザマストへの傾倒防止対策を検討する。パンザマストは供給区域内に非常に多数設置されているため、複雑かつ高価な傾倒防止対策の実施は困難である。そこで、既設構造物への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を行うことを検討した¹⁰⁾。補強部分は厚さ 0.1m とし、解析では補強部分は柱と一体化させて再現した (図-16)。

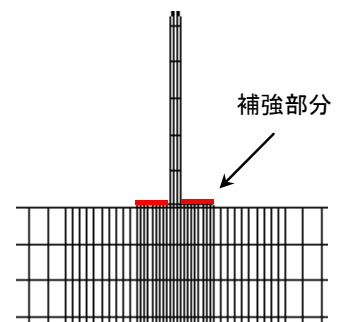


図-16 補強部分のモデル化

4.1. パンザマスト下部への両側補強の効果

3.1.で傾倒してしまったケース 3 に対し、パンザマスト下部へ両側補強を施した場合のせん断ひずみ分布 (地震発生から 10 年後) を示す。なお、補強部材の幅は 0.9m と 0.5m の 2 通りで行った。図-17 には地震発生から 1 分後の同時刻歴におけるせん断ひずみ分布を、図-18.にはパンザマスト先端における水平変位量の

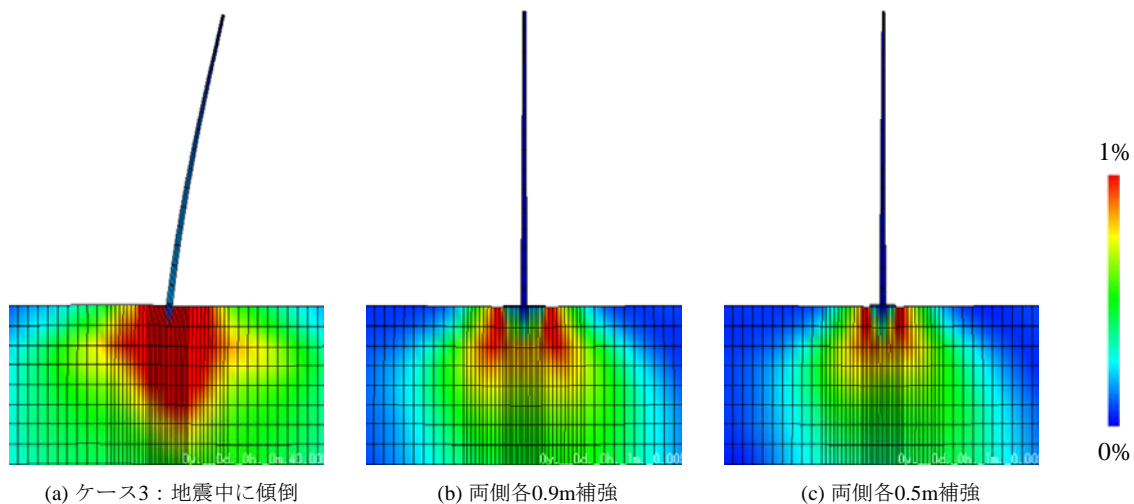


図-17 せん断ひずみ分布

推移を示す。比較のため、傾倒したケース3も同時に示している。最終的な水平変位量は、両側 0.9m 対策で約 20cm (1.3%の傾き)、両側 0.5m 対策で約 75cm (5.0%の傾き) と若干の傾きは生じるものの、マスト下端に補強を施すことで傾倒を防ぐことができおり、補強幅(面積)が広いほど、大きな対策効果が得られている。せん断ひずみ分布に着目してみると、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。

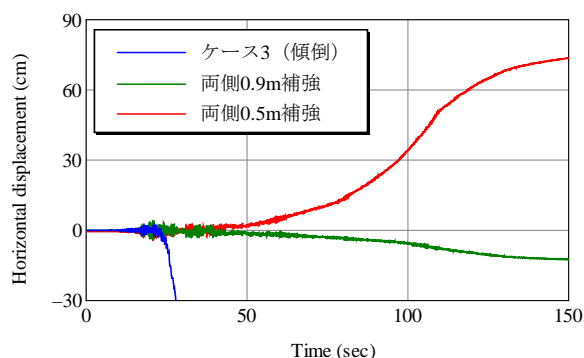


図-18 マスト先端での水平変位の比較

4.2. パンザマスト下部への片側補強の効果

パンザマスト周辺に設置されている他の近接構造物や地盤条件から、必ずしもパンザマストの全方位(二次元平面ひずみ条件では左右両方)に補強が施せるとは限らない。そこで、ケース5(大きな残留水平変位が生じた)に対し、片側のみ 0.5m 補強した時の補強効果を検討した。図-19に地震発生から10年後のせん断ひずみ分布を、図-20に水平変位量を、補強前後を比較して示す。図-20を見ると補強を設置したことによって残留水平変位が約 120cm (8%の傾き) と増加してしまっていることがわかる。せん断ひずみ分布を見ると、補強を設置した方へパンザマストが傾いている。補強によってパンザマストの重心位置が変わって偏芯したためだと考えられる。

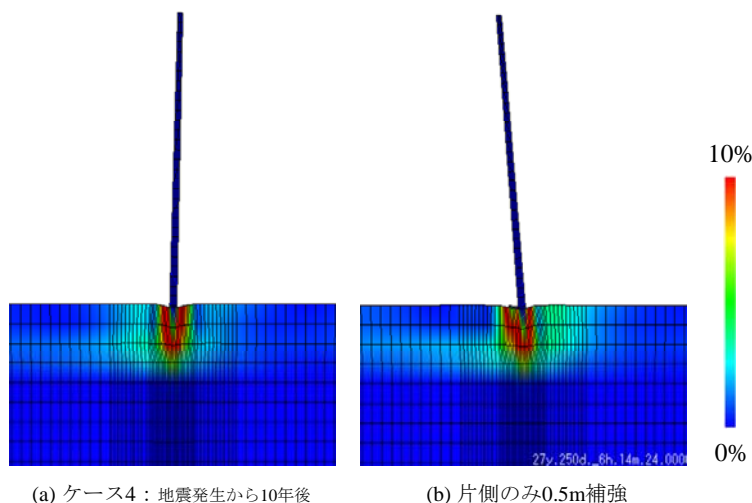


図-19 せん断ひずみ分布

4.3. まとめ

既設構造物への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接地面積を拡大し、荷重分散させることが有効であること、また接地面積が広ければ広いほど効果が大きく得られることを数値解析によって示した。ただし、片側補強を施した場合は上載荷重が偏芯してしまい、逆に構造物の不安定化を招いている。近接構造物の影響で全方位の補強が困難な場合は、補強面積を拡大する、あるいは補強できない面に対してアンカーを打設するなど、他工法との組み合わせが望まれる。

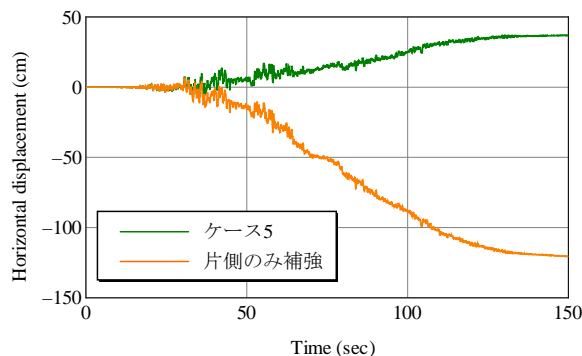


図-20 マスト先端での水平変位の比較

5. おわりに

本報では、緩い砂質地盤や鋭敏な粘土地盤など、各種軟弱地盤上に仮想的に設置されたパンザマストの地震時安定性を数値解析によって評価した。その結果、粘性土地盤に設置されたパンザマストは安定性を保つが、砂質地盤に設置されたパンザマストは、特に根巻き深さが浅いとき、液状化に起因する支持力低下が原因となって不安定となることもわかった。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て荷重分散させることが有効であるが、片側補強の場合は上載荷重が偏芯してしまって構造物の不安定化を招く危険性があり、補強方法を十分に検討しないと、逆に被害を増大させてしまう可能性があることを指摘した。

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, 浅岡頭: 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) Noda, T., Asaoka, A. and Nakai, K.: Modeling and seismic response analysis of a reclaimed artificial ground, *ASCE Geotechnical Special Publication No.201, Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp.294-299, 2010.
- 6) Noda, T., Takeuchi, H., Nakai, K. and Asaoka, A. : Co-seismic and post-seismic behavior of an alternately layered sand-clay ground and embankment system accompanied by soil disturbance, *Soils and Foundations*, Vol.49, No.5, pp.739-756, 2009.
- 7) Lysmer, J. and R.L. Kuhlemeyer : Finite dynamic model for infinite media, *ASCE*, Vol.95, No.EM4, pp.59-877, 1969.
- 8) 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.
- 9) Asaoka, A., Noda, T. and Kaneda, K. : Displacement/traction boundary conditions represented by constraint conditions on velocity field of soil, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.4, pp.173-181, 1998.
- 10) 中井健太郎, 野田利弘: 軟弱地盤上に設置した仮設構造物の地震時安定性評価と転倒防止対策の一検討, *地盤工学ジャーナル*, Vol.5, No.3, pp.499-510, 2010.