

# 地盤の非線形性を考慮した建物浮き上がりの地震応答解析

## Earthquake response analysis of structure uplift behavior considering soil non-linearity

金田一広<sup>1</sup>，中村尚弘<sup>2</sup>，鹿島孝<sup>3</sup>

1 株式会社・竹中工務店・技術研究所 kaneda.kazuhiro@takenaka.co.jp

2 株式会社・竹中工務店・技術研究所 nakamura.naohiro@takenaka.co.jp

3 株式会社・竹中工務店・設計本部 kashima.kou@takenaka.co.jp

### 概要

国交省では浮き上がりの生じる建物について検討している。ここでは建物が浮き上がり着地した場合の地盤の挙動について動的解析を実施した。建物と地盤には Joint 要素を配置し、地盤と建物間の力が 0 となった場合は地盤と建物の剥離を許す。地盤は線形弾性体と弾塑性体（S Y S カムクレイモデル）の 2 つを用いている。線形弾性体では浮き上がり、着地を繰り返しても地盤の変状は変わらないのに対し、弾塑性体は変形は応力経路に依存するため接地率や最大せん断ひずみが異なることを示した。また、弾塑性体に関しては骨格構造の影響についても検討した。

キーワード：浮き上がり，地震応答解析，弾性，弾塑性

### 1. はじめに

2011 年東北地方太平洋地震以降、設計地震動の見直しや巨大地震に対する構造物の耐震性について多く検討されてきている。国土交通省では、地盤の加速度が大きくなった場合、建物の慣性力によって建物が浮き上がることを懸念して、浮き上がりの検討を進めている<sup>1)</sup>。一連の研究の中で地盤に関連することとしては、基礎浮き上がりに対する基礎地盤の支持力や基礎接地による地盤振動が検討項目となる。本研究は建物基礎が浮き上がるような場合の地盤の変状に着目して、地盤を弾性体と弾塑性体として数値解析により違いを検討した。解析する地盤・建屋系モデルは、直接基礎で 10 階建ての建物を想定する。

### 2. 解析条件

図 1 に解析メッシュを示す。直接基礎で 10 階建て(29.3m)を想定する。平面ひずみ条件で、地盤モデルの側面は時間領域エネルギー伝達境界<sup>2)</sup>、底面は粘性境界とする。エネルギー伝達境界は地盤が線形の場合に使われることが多いが、地盤が弾塑性体の場合は等価せん断剛性を仮定して線形の場合と同様に解析を行っている。建物と地盤の間に、Joint 要素を配置し浮上りを評価する。すなわち、建物と地盤の間の節点間力が 0 となった場合は剥離（浮き上がり）を許し、建物と地盤が再び接触した場合は節点間力が発生する。基礎厚は考慮していない。

弾性体の地盤は「建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計」（日本建築学会,2006）<sup>3)</sup>の「3.2.3 代

表的な地盤モデルによる計算例」の地盤モデルを参考に設定した。図 2 に示すような「建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計（日本建築学会 2006）」にある動的変形特性を用いて Shake による等価線形解析を実施し、0～-3m, -3m～-7m, -7m～-14m, -14m 以深の各層で等価剛性平均及び等価減衰平均を求めたものを表 1 に示す。これらの値を用いて弾性解析を実施している。図 3 には深度と Vs の関係を示す。

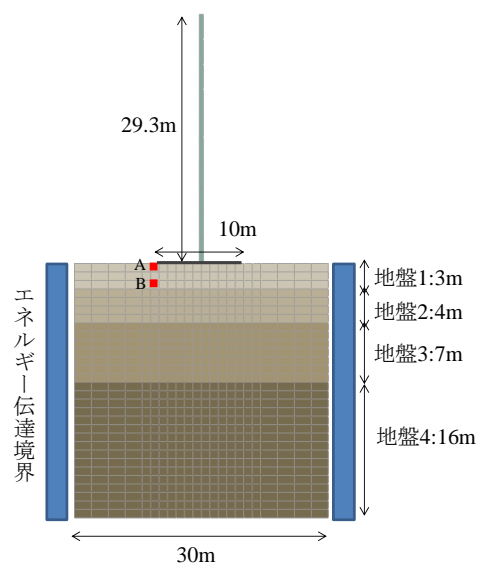


図 1 解析メッシュ

表1 弾性地盤の物性

メッシュ深度 (m)	地盤-2									
	深さ (m)	$\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	$V_s$ (m/s)	$V_p$ (m/s)	$\nu$	G <sub>y</sub>	等価剛性 (kPa)	等価減衰	等価剛性平均 (kPa)	等価減衰平均
0										
-1		1.8	340	720	0.357	砂質土	205383.4	0.0200	200118.6	0.0200
-2		1.8	340	720	0.357	砂質土	200046.3	0.0200	200118.6	0.0200
-3	-3	1.8	340	720	0.357	砂質土	194926.0	0.0200	200118.6	0.0200
-4		1.7	280	720	0.411	粘性土	123291.9	0.0200	120263.2	0.0210
-5		1.7	280	720	0.411	粘性土	121361.1	0.0200	120263.2	0.0210
-6		1.7	280	720	0.411	粘性土	119138.4	0.0210	120263.2	0.0210
-7	-7	1.7	280	720	0.411	粘性土	117261.2	0.0230	120263.2	0.0210
-8		1.9	380	1980	0.481	砂質土	241600.1	0.0260	230229.2	0.0340
-9		1.9	380	1980	0.481	砂質土	237740.4	0.0280	230229.2	0.0340
-10		1.9	380	1980	0.481	砂質土	234289.0	0.0310	230229.2	0.0340
-11		1.9	380	1980	0.481	砂質土	230338.8	0.0340	230229.2	0.0340
-12		1.9	380	1980	0.481	砂質土	226164.5	0.0370	230229.2	0.0340
-13		1.9	380	1980	0.481	砂質土	222378.8	0.0400	230229.2	0.0340
-14	-14	1.9	380	1980	0.481	砂質土	219093.0	0.0420	230229.2	0.0340
-15		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0
-16		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0
-17		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0
-18		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0
-19		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0
-20		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0
-21		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0
-22		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0
-23		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0
-24		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0
-25		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0
-26		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0
-27		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0
-28		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0
-29		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0
-30		2.1	510	1980	0.464		546210.0	0	546210.0	0

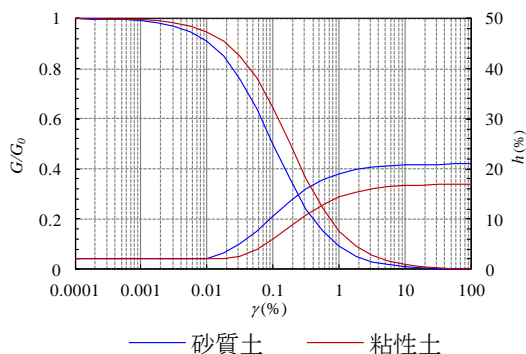


図2 動的変形特性(HDモデル)

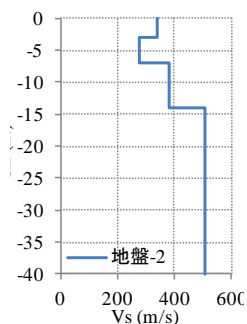


図3 深度とVsの関係

一方、弾塑性モデル(SYS カムクレイモデル<sup>4)</sup>)に関しては、地盤1~3に関しては表1の初期剛性と図2の動的変形特性が合うようにパラメータを設定した。地盤4は弾性体とした。設定したパラメータを表2に示す。地盤1に関してはさらに2つのパラメータを変化させて感度分析を実施した。地盤1-1は構造の影響を、地盤1-2は弾塑性パラメータ $\lambda$ 、 $\kappa$ を大きくして塑性変形の影響を調べた。図4

には地盤1,2,3に関して動的変形試験を再現した動的変形特性を示す。剛性の低下についてFittingをしているが減衰に関しては数値解析の方が大きく出ている。これに関しては今後検討する必要があると考えている。図5には地盤の初期状態を示す。Joint要素の初期応力は弾性解析では一様分布としている。一方、弾塑性解析では、地盤の初期応力状態と同じ値をJoint要素の初期応力としている。図6に示す入力地震波は、告示スペクトルに基づき、「JMA 神戸(1995年兵庫県南部地震・JMA 神戸 NS位相)」の極稀レベルを用いて地表面で定義された地震波を基盤レベルに引き下げて入力している。引下げ時の地盤は等価線形物性を使用した。解放工学的基盤波(2E)として入力する。また、本解析では主要動の20秒のみとした。

表2 弾塑性パラメータ

<弾塑性パラメータ>					
	地盤1	地盤1-2	地盤1-3	地盤2	地盤3
圧縮指数 $\lambda$	0.001	0.001	0.002	0.001	0.001
膨潤指数 $\kappa$	0.00045	0.00045	0.001	0.00075	0.00035
限界状態定数 M	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
NCL intercept N (at $p=98$ kPa)	1.766	1.766	1.766	1.766	1.766
ポアソン比 $\nu$	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
<発展則パラメータ>					
正規圧密粘土化指数 m	0.1	0.1	0.1	0.0003	0.7
構造劣化指数 a	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2
構造劣化指数 $b, c$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
回転硬化指数 $b_r$	10.2	10.2	10.2	0.2	10.2
回転硬化限界指数 $m_b$	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
<初期条件>					
初期異方性 $\zeta_0$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
静止土圧係数 $K_0$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
構造の程度 $R^*$	1.0	0.2	1.0	1.0	1.0
間隙比 e	0.7638	0.7638	0.76	0.7643	0.7632
土粒子密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.65	2.65	2.65	2.65	2.65

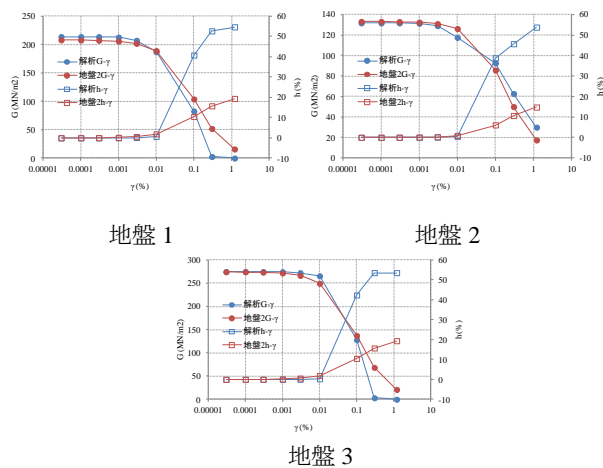


図4 動的変形特性( $\sigma_m=50$ kPa)

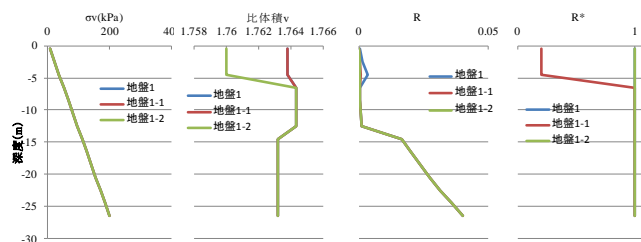


図5 地盤の初期状態

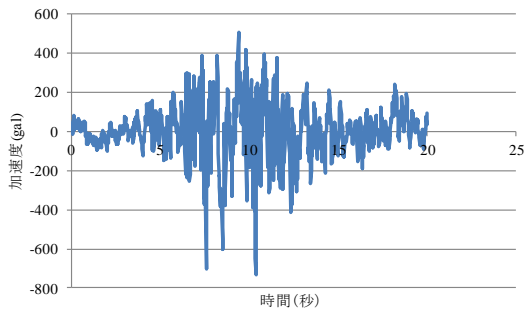


図6 入力加速度

解析は竹中工務店所有の動的解析プログラム MuDIAN<sup>5)</sup>を用いて実施した。これは微小変形に基づく2相系有限要素プログラム(U-U formulation)である。本解析では1相系としている。

### 3. 解析結果

解析結果の比較を行う。比較は、弾性体と弾塑性体のパラメータに合わせた地盤1、弾塑性体である地盤1と地盤1-1、1-2の2つに分けて示す。

#### 3.1 接地率の比較

図7に弾性体と弾塑性体(地盤1)の接地率の時刻歴を示す。弾性体は浮き上がり、着地を繰り返し接地率が変化するが着地時及び解析終了時は1となり基礎が地盤全体に接地した状態になる。一方、弾塑性体では解析中に塑性変形が発生したため基礎両端位置で基礎と地盤の離間が生じ、10秒以降解析終了まで接地率が0.6以下となっている。図8には弾塑性体(地盤1,地盤1-1,地盤1-2)の接地率の時刻歴を示す。構造がある地盤1-1は接地率が小さく、地盤1に比べ初期剛性を小さくした地盤1-2は接地率が1.0に近くなる傾向になる。

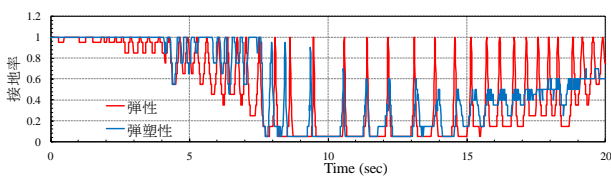


図7 接地率の時刻歴(弾性体と弾塑性体)

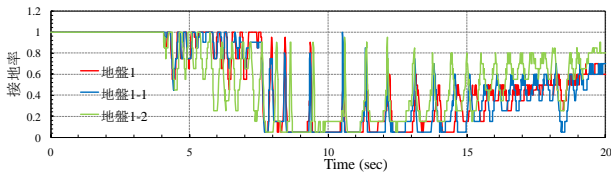


図8 接地率の時刻歴(弾塑性体)

#### 3.2 回転角の比較

図9に弾性体と弾塑性体(地盤1)の回転角、図10に弾塑性体(地盤1,地盤1-1,地盤1-2)の時刻歴を示す。弾性体や弾塑性体の違いによる回転角の影響は少しは違いがあるものの、比較的大きく回転している部分についてはあ

まり大きな影響は見られなかった。

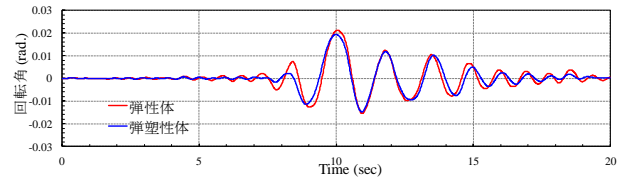


図9 回転角の時刻歴(弾性体と弾塑性体)

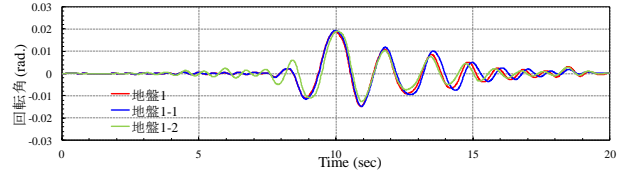
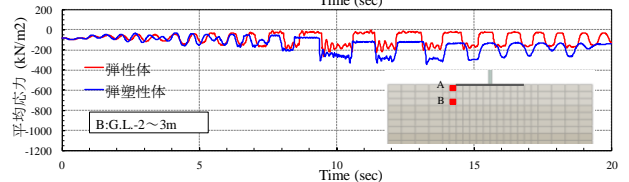
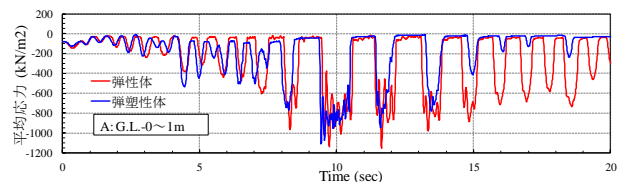


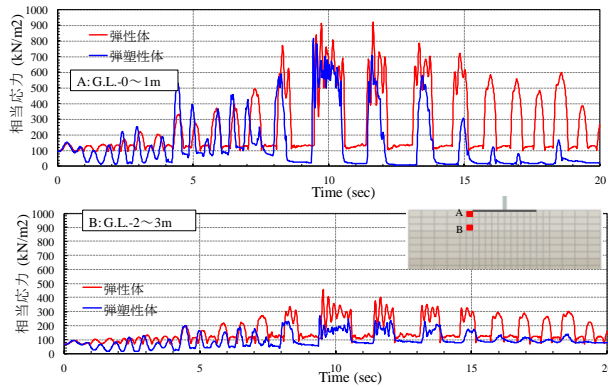
図10 回転角の時刻歴(弾塑性体)

### 3.3 平均主応力、相当応力および最大せん断ひずみの比較

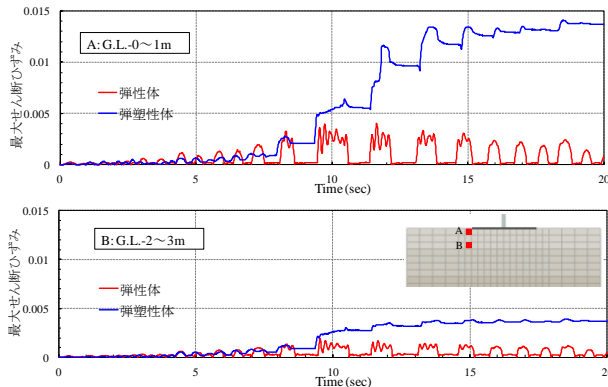
図11に図1に示すAおよびB要素の弾性体と弾塑性体(地盤1)の平均主応力、相当応力およびせん断ひずみの時刻歴を示す。このAおよびB要素は浮き上がり時に最大応力が発生する地点である。平均主応力は引張を正としている。地表面に近いA要素では弾性体より弾塑性体の方が発生する応力が小さくなっている。一方、最大せん断ひずみを見ると弾塑性体の方が大きく、弾性体は残留ひずみがないのに対して弾塑性体は残留ひずみが発生している。図12には弾塑性体(地盤1,地盤1-1,地盤1-2)の平均主応力、相当応力およびせん断ひずみの時刻歴を示す。地盤1-1は構造の影響で過圧密比も大きくなり平均主応力、相当応力とも他の地盤より大きくなっている。地盤1-2は地盤1に比べ発生する応力が小さくなっている。最大せん断ひずみは平均主応力、相当応力の傾向とは逆に、地盤1-2、地盤1、地盤1-2の順で大きくなった。



平均主応力の時刻歴

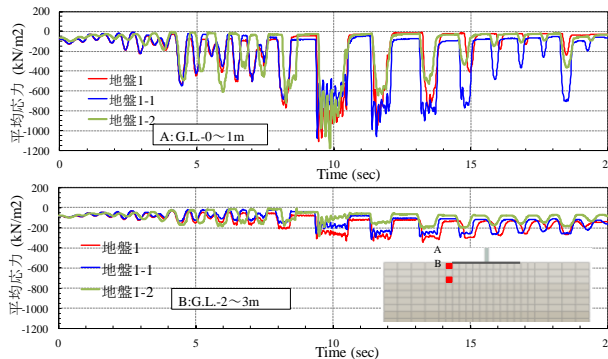


相当応力の時刻歴

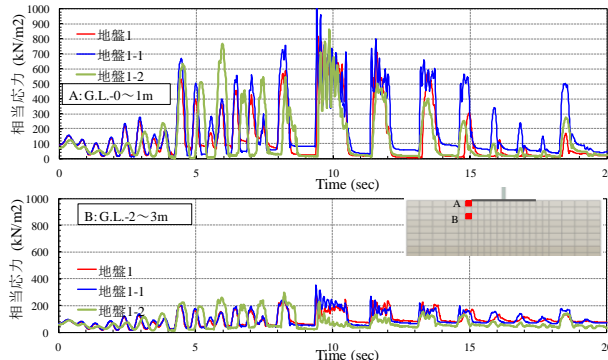


最大せん断ひずみの時刻歴

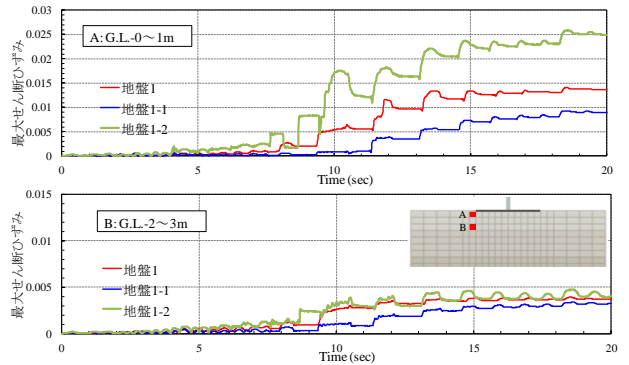
図 11 各種時刻歴 (弾性体と弾塑性体)



平均応力の時刻歴



相当応力の時刻歴



最大せん断ひずみの時刻歴

図 12 各種時刻歴 (弾塑性体)

### 3.4 過圧密比の逆数 $R$ と構造の程度 $R^*$ の比較

図 13 に弾塑性体の過圧密比の逆数  $R$  の時刻歴を示す。最大でも 0.85 程度なので正規圧密状態にはなっていない。浮き上がり、接地を繰り返すと徐々に過圧密の解消が進んでいる。図 14 に地盤 1-1 の構造の程度  $R^*$  の時刻歴を示す。A、B 要素とも構造の劣化が進むが、地表面から少し深い B の要素の方が遅れて構造の劣化が進む。

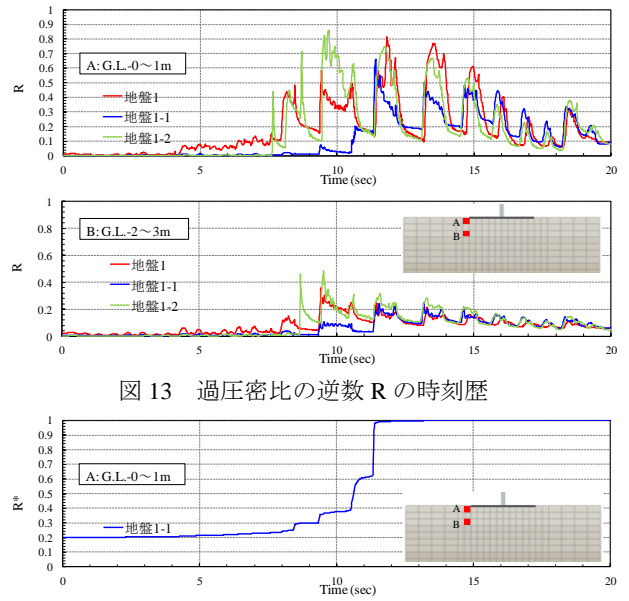


図 13 過圧密比の逆数  $R$  の時刻歴

図 14 構造の程度  $R^*$  の時刻歴

図 15 に A 要素の  $R$  と全体の接地率の時刻歴を合わせて示す。また 11 秒から 13 秒までの拡大図を示す。11.4 秒付近では過圧密の解消とともに接地率も上がるが、12.7 秒付近では接地率は上がるが過圧密の解消は発生しない。図 17 の変形図から 11 秒では右端の基礎で地盤をささえ、11.4 秒あたりで基礎が接地する。図 15 の拡大図も、接地率が上昇している。その後、11.7 秒では今度は左端の基礎で地盤を支持し始める。時刻歴を描いている  $R$  は左端の地表面

の基礎先端の要素であることから、過圧密の解消は基礎が接地して、その後に逆方向の基礎が浮き上がろうとしているときに発生することが分かる。しかし、その後逆方向の基礎が浮き上がろうとするときは地盤に除荷がかかり、 $R$  が小さくなっていく。また、12 秒付近では今度は基礎右端で地盤を支持し、左側の基礎が浮き上がっている状態であるが、 $R$  の解消は見られない。次に、図 16 に A 要素の  $R^*$  と全体の接地率の時刻歴を合わせて示す。構造の劣化は基礎の浮き上がり方向に関わらず着地後に進んでいることが分かる。

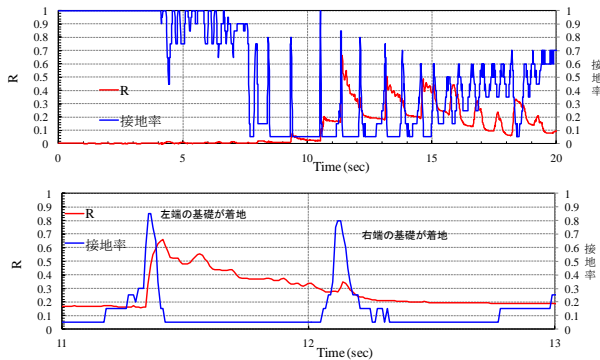


図 15  $R$  と接地率の時刻歴

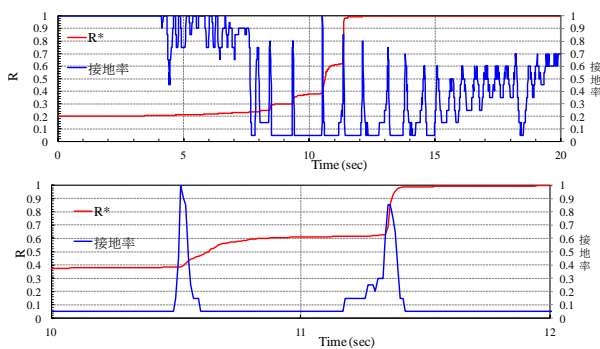


図 16  $R^*$  と接地率の時刻歴

### 3.5 変形図と平均主応力、せん断ひずみ $R$ , および $R^*$ の様子

図 17 は地盤 1, 図 18 は地盤 1-1, 図 19 は地盤 1-2 の平均主応力(引張正)、せん断ひずみ、 $R$  および  $R^*$  (地盤 1-1 のみ) のコンター図を示す。変形は実寸の 50 倍で描いている。平均有効応力に関しては基礎が浮き上がった場合、支えている基礎直下の地盤の応力が高くなり、基礎が接地するとともにその直下地盤の平均主応力が増加する。地盤 1, 1-1, 1-2 で値は多少差はあるがほとんど同じ傾向にある。せん断ひずみに関しては浮き上がり、着地を繰り返すと基礎端面直下の地盤のせん断ひずみが卓越していく。構造のある地盤 1-1 は基礎端面直下から外側の方へせん断ひずみが高くなっている。 $R$  に関しては 3.4 で記述したような挙動になっている。地盤 1-1 の  $R^*$  に関しては、基礎が浮き上がり端部の基礎で支えている直下の地盤で構造の劣化が進み、さらに、基礎が着地することで基礎直下の地盤の構造の劣化が進む。最終的には基礎直下地盤の構造はほぼ 1.0 となり構造が残されていない状態になった。また、弾塑性地盤であるため、応力経路によって変形が異なるため、

20 秒後には基礎端部周辺地盤に塑性変形が発生し、いわゆる「ゆすりこみ沈下」のような変形が見られた。ここでは示さないが、弾性地盤はそのような変形は見られなかった。

## 4. まとめ

仮想的な弾性地盤と弾塑性地盤を用いて、地震時における基礎浮き上がりに関する地盤応答について検討した。

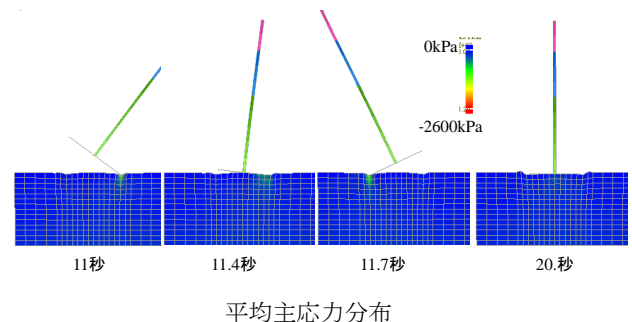
接地率に関しては、弾性体は浮き上がり、着地を繰り返して接地率が変化するが着地時及び解析終了時は 1 となる。一方、弾塑性体では解析中に塑性変形が発生し基礎両端位置で基礎と地盤の離間が生じるため、着地時には 1 とはならず、解析終了まで接地率が 0.6 以下となった。最大せん断ひずみに関しては、弾塑性体の方が大きく、弾性体は残留ひずみがないのに対して弾塑性体は残留ひずみが発生している。

弾塑性体に関して、過圧密比の逆数  $R$  と構造の程度  $R^*$  の影響を調べた。浮き上がり、接地を繰り返すと徐々に過圧密の解消が進んでいる。過圧密の解消は基礎が接地して、その後に逆方向の基礎が浮き上がろうとしているときに発生する。しかし、その後逆方向の基礎が浮き上がろうとするときは地盤に除荷がかかり、 $R$  が小さくなっていく。 $R^*$  はコンター図より基礎が浮き上がり端部の基礎で支えている直下の地盤で構造の劣化が進み、さらに、基礎が着地することで基礎直下の地盤の構造の劣化が進む。最終的には基礎直下地盤の構造はほぼ 1.0 となり構造が残されていない状態になった。また最終の変形図は基礎端部周辺地盤に塑性変形が発生し、いわゆる「ゆすりこみ沈下」のような変形が見られた。

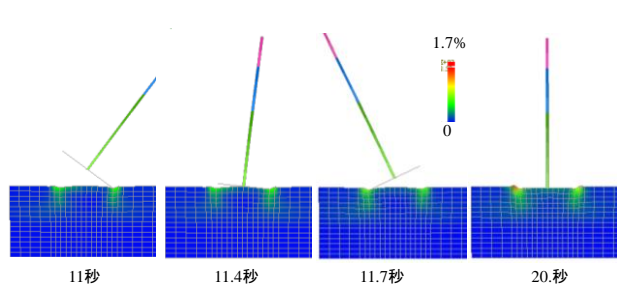
これらの検討は仮想的な地盤であり、今後実地盤との対応、2 相系の影響、さらに伝達境界の影響等を検討する必要があると考えている。

## 5. 謝辞

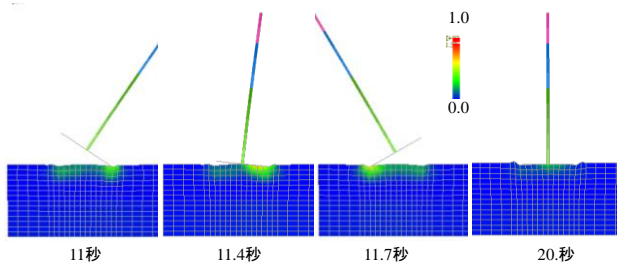
本論文は、国土交通省平成 24 年度建築基準整備促進事業 (10 地震力の入力と応答に関する基準の合理化に関する検討) の一環として実施した内容に加筆したものです。関係各位に厚くお礼申し上げます。



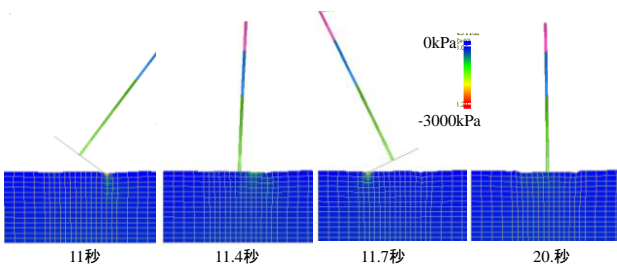
平均主応力分布



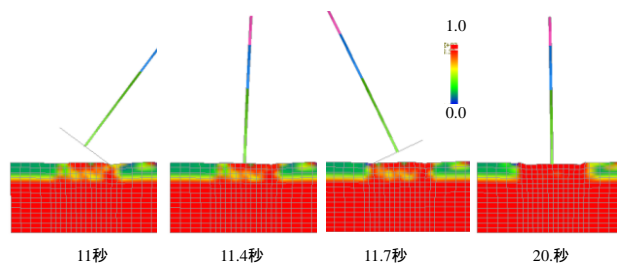
せん断ひずみ分布



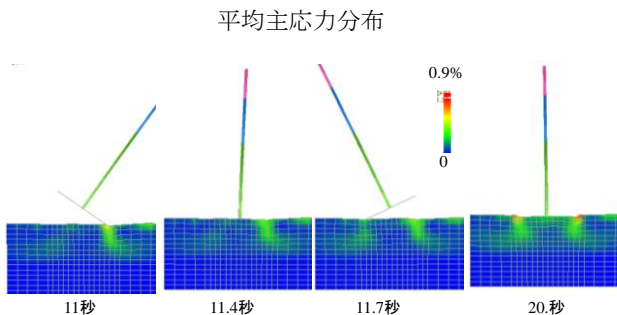
Rの分布  
図17 地盤1の分布



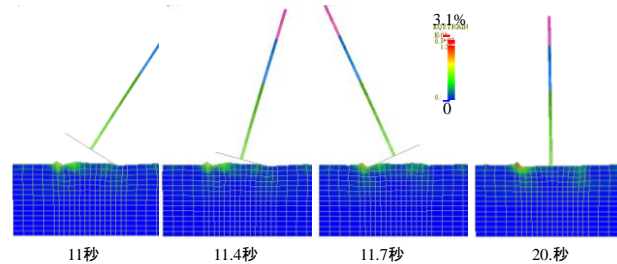
平均主応力分布



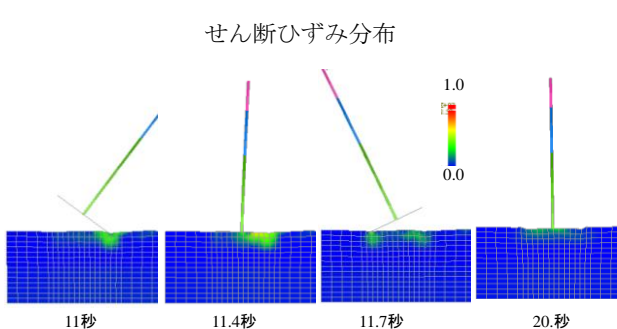
R\*の分布  
図18 地盤1-1の分布



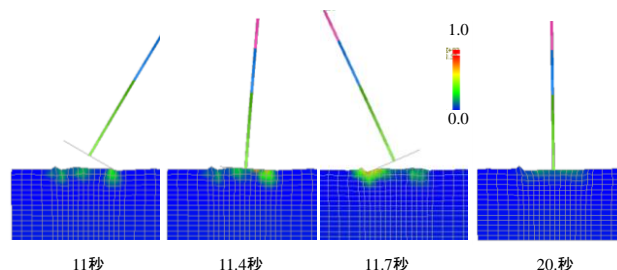
平均主応力分布



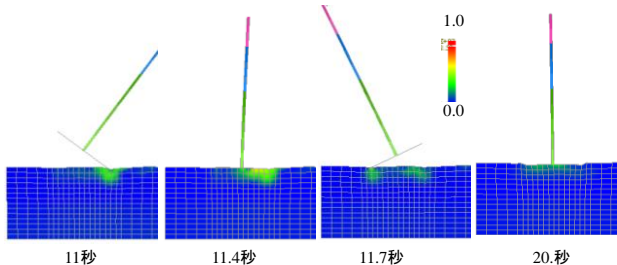
せん断ひずみ分布



せん断ひずみ分布



Rの分布  
図19 地盤1-2の分布



Rの分布

参考文献

- 1) 中村尚弘ほか: 浮き上がりを生ずる中高層RC連層耐震壁架構の保有水平耐力計算に関する検討. 日本建築学会発表梗概集, 2013
- 2) 中村尚弘: 非線形エネルギー伝達境界を用いた地盤-建物連成系の地震応答解析, 日本建築学会構造系論文集 No. 253, 2010.07
- 3) 建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計: 日本建築学会, 2006, 丸善
- 4) Asaoka, A. et al: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanics of soils, Soils and Foundations, Vol. 42, No. 5, 2002