

2016年熊本地震による益城町の木造住宅倒壊分布 に関する地盤要因の可能性

構造研究グループ 上席研究員 新井 洋

目次

- I はじめに
- II 地盤のモデル化
 - 1) S波速度構造
 - 2) 動的変形特性
 - 3) 液状化特性
 - 4) 散乱減衰
- III 地盤の1次元有効応力解析
 - 1) 解析の概要
 - 2) Site K (KiK-net 益城) の解析結果と基盤入射波
 - 3) Site M (宮園公民館跡地) と Site F (古川第2公園) の解析結果
- IV 木造住宅モデルの地震応答解析
 - 1) 解析の概要
 - 2) 解析結果
- V まとめ
 - 謝辞
 - 参考文献
 - 付録

I はじめに

2016年熊本地震では、益城町中心部の多数の建物に甚大な被害が生じた。次ページの図1に、日本建築学会九州支部が行った悉皆調査のうち倉庫や神社等を除く2340棟の建物（うち木造1955棟）の大破率の分布¹⁾を示す。図1から、県道28号の南側に沿う幅200m程度の帯状の地域では、建物の被害率が極めて高く、例えば、Site M（宮園公民館跡地）の周辺では、大破率70-80%、倒壊率50-60%となっている。一方、この帯状の地域の南側で秋津川までの幅300m程度の範囲や県道28号の北側500m程度以遠の地域では、建物の被害率が比較的低く、例えば、Site F（古川第2公園）やSite K（防災科学技術研究所 KiK-net 益城観測点）の周辺では、

大破率2%、倒壊率0%となっている。

このように建物被害の様相が場所により大きく異なった原因を検討するため、筆者ら²⁾⁹⁾は、益城町中心部の複数地点において、地盤調査と、その結果および強震記録に基づく準備的な地震応答解析を行ってきた。本研究では、図1の3地点（Site K、M、F）を対象に、追加の地盤調査データと、より詳細で高度な地震応答解析に基づいて、2016年熊本地震の強震動を再現し、地盤応答特性を評価する。さらに、木造住宅を模擬した建物モデルに対して、再現強震動を入力とした地震応答解析を行い、建物の最大応答と被害様相との比較から、地盤応答特性が強震動と建物被害の場所による差異に如何に影響したか、その可能性を考察する。

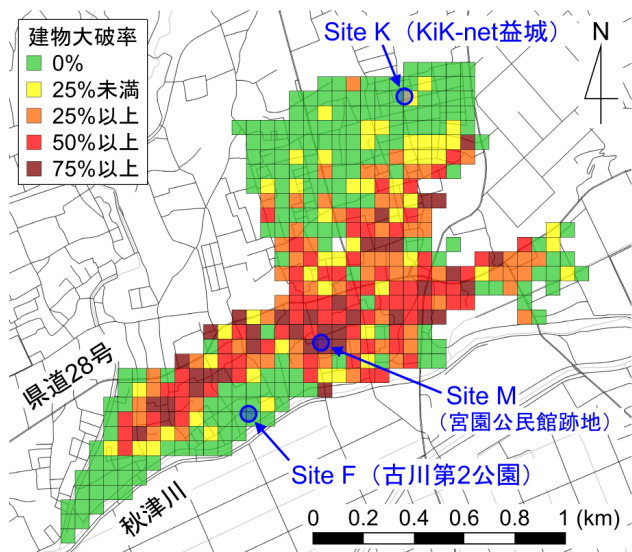


図1 益城町中心部の建物大破率¹⁾と検討3地点 (Site K: KiK-net 益城、Site M: 宮園公民館跡地、Site F: 古川第2公園)

II 地盤のモデル化

1) S波速度構造

地盤のS波速度構造を把握するため、2016年熊本地震の後に、Site Kの深さ60mまで、Site Fの深さ70mまで、ボーリングとPS検層を行った²⁾⁵⁾。さらに、Site Kの深さ51-255mの範囲で、追加のボーリングとPS検層を行った。なお、Site Kでは、防災科学技術研究所により、深さ255mまでのボーリングとPS検層のデータが公開されている⁷⁾。また、Site Mでは、吉見ら⁸⁾により、ボーリングとPS検層が深さ50mまで行われている。

参考のため、Site K、Mで微動アレイ探査を行い、深さ60m程度までの地盤のS波速度構造を推定した²⁾³⁾。Site Fでは、微動のH/Vスペクトルから検層データの妥当性を確認した⁵⁾。

これらのボーリングとPS検層および微動探査から得られたSite K、M、Fの地盤の土質柱状図とS波速度構造を図2-4に示す。

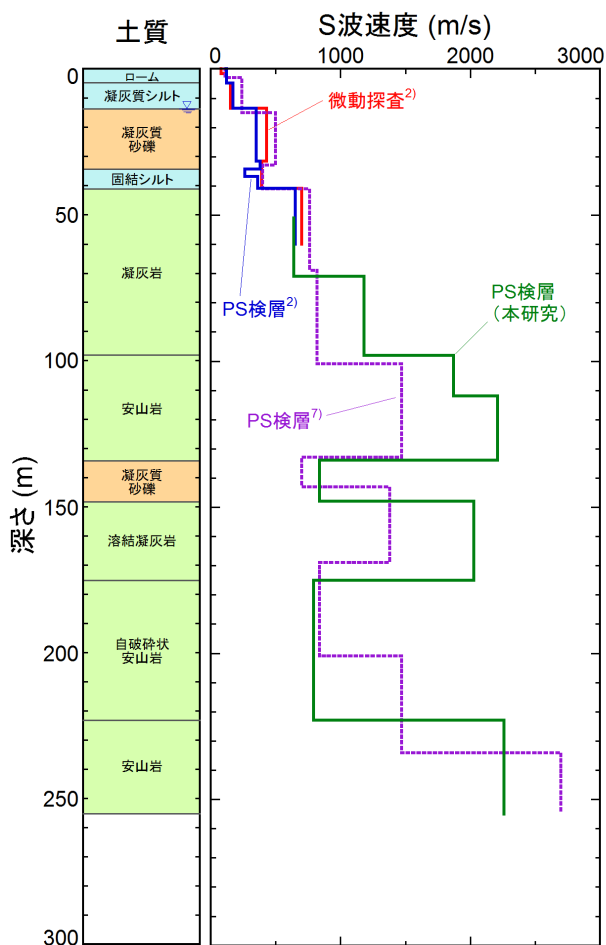


図2 Site K (KiK-net 益城) の地盤のS波速度構造

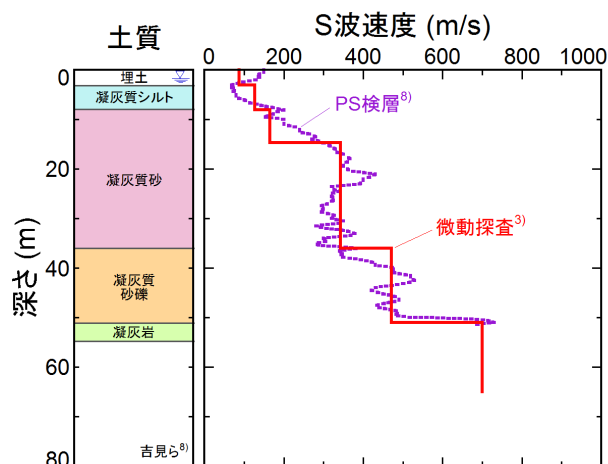


図3 Site M (宮園公民館跡地) の地盤のS波速度構造

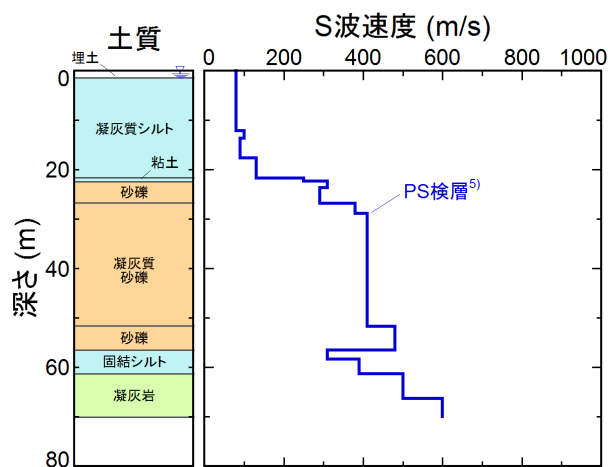


図4 Site F (古川第2公園) の地盤のS波速度構造

2) 動的変形特性

地盤の動的変形特性を把握するため、2016年熊本地震の後に、Site K の深さ 2-3m (ローム)、8-9m (凝灰質シルト) および 17-18m (凝灰質砂礫)、Site M の深さ 5-6m (凝灰質シルト) および 12-13m (凝灰質砂)、Site F の深さ 5-6m (凝灰質シルト)、Site F 近傍の深さ 6-7m (凝灰質シルト) および 14-15m (凝灰質砂礫) から、それぞれ乱さない土試料をサンプリングして、室内繰返し三軸試験を行った⁴⁾。さらに、Site K の深さ 79-80m (凝灰岩) および 196-197m (自破碎状安山岩) のボーリングコアから岩石試料を採取し

て、追加の室内繰返し三軸試験を行った。

これらの室内試験から得られた地盤の動的変形特性 (せん断剛性比および減衰定数のせん断ひずみ依存性: いわゆる G/G_0 - γ 関係および $h-\gamma$ 関係) を図 5 に ●■印で示す。図 5 の実線は、試験データに適合させた数式モデルで、Site K の深さ 2-3m では修正 R-O モデル^{9), 10)}、それ以外では修正 HP モデル¹¹⁾を用いた。得られた数式モデルのパラメータを付録 1 に示す。ただし、いずれの数式モデルも、減衰定数に下限値を設けて、ひずみの小さい範囲で試験データに適合するようにした。

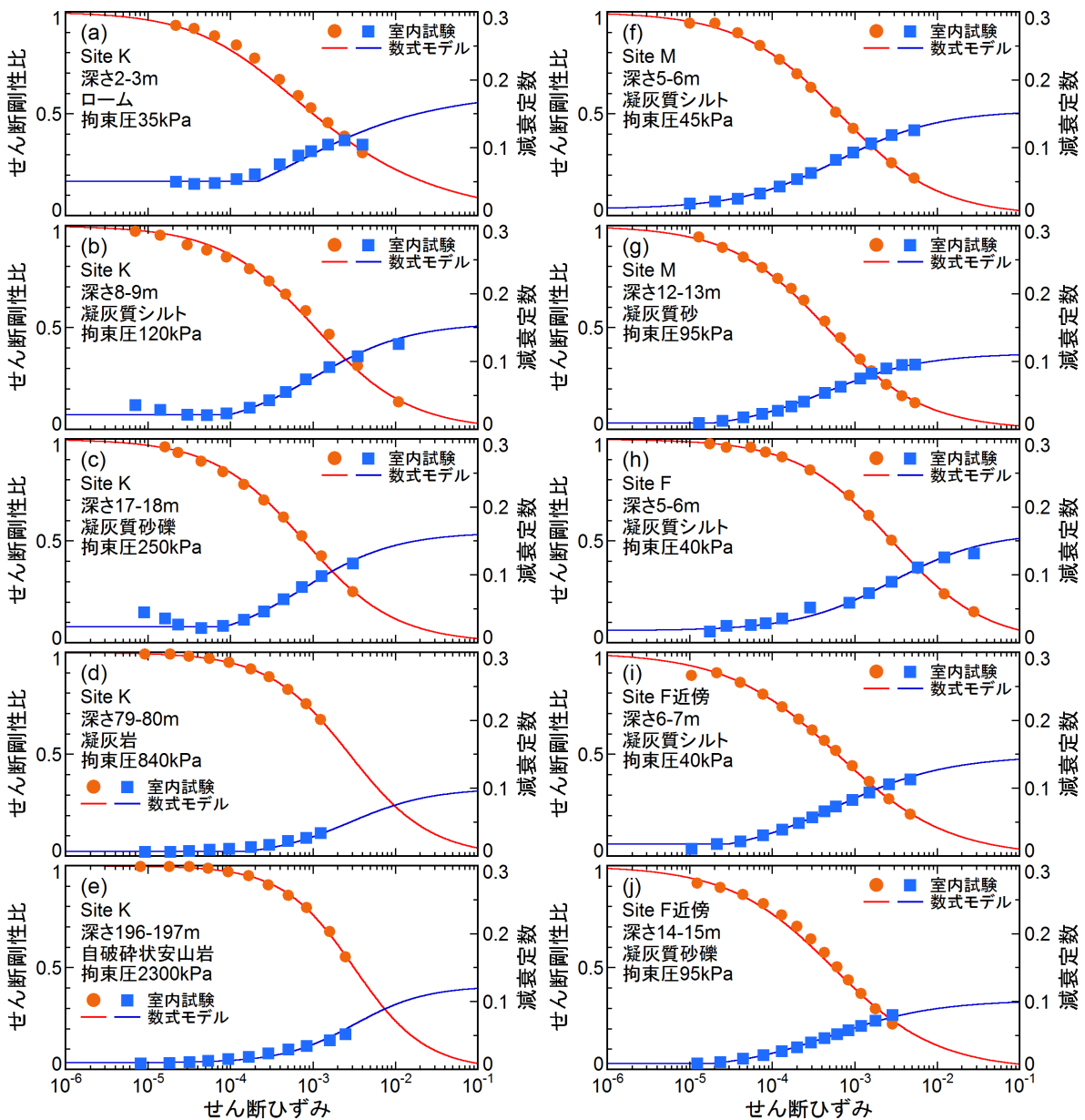


図 5 地盤の動的変形特性

3) 液状化特性

地盤の液状化特性を把握するため、Site M の深さ 12-13m (凝灰質砂) および Site F 近傍の深さ 14-15m (凝灰質砂礫) から得られた乱さない土試料に対して、室内非排水繰返し三軸試験を行った。図 6 に、室内試験から得られた繰返しせん断応力振幅比と繰返し回数の関係 (液状化強度曲線) を示す。図 6 の液状化強度曲線を目標値として、これを概ね再現できる室内試験の有効応力解析を行った (図 7)。有効応力解析の構成則は、図 5 で適合させた修正 HP モデルに間隙水圧の変動と限界応力状態線の移動およびポスト液状化理論を組み込んだ社本・張モデル^{12,14)}とした。モデルのパラメータは、物理的意味の明確なものは室内試験結果により、そうでないものは試行錯誤により設定した (付録 2)。例として、図 8 に、Site M の深さ 12-13m の土試料 (凝灰質砂) に対する室内試験と再現解析で得られた有効応力経路を比較して示す。

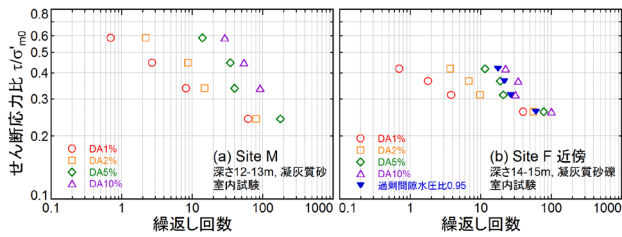


図 6 液状化強度曲線 (室内試験)

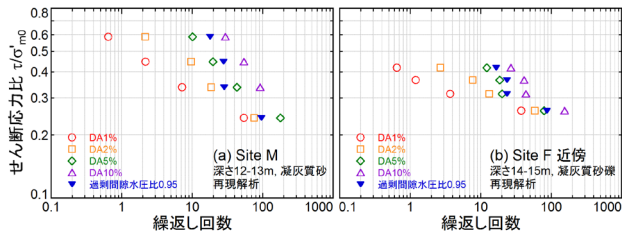


図 7 液状化強度曲線 (再現解析)

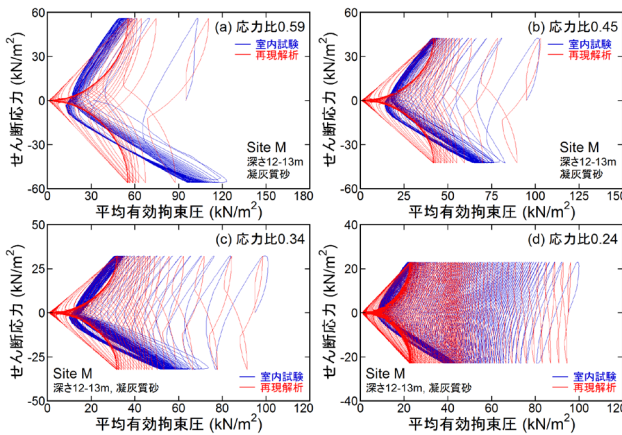


図 8 有効応力経路の例 (室内試験と再現解析の比較)

4) 散乱減衰

吉田ら¹⁵⁾は、2016 年熊本地震における KiK-net 益城の鉛直アレイ強震記録 (4 月 16 日 EW 成分) について、地盤の 1 次元全応力非線形時刻歴応答解析を行い、履歴減衰 (図 5) に加えて散乱減衰を考慮することで解析結果と強震記録の整合性が向上する可能性を指摘している。そこで、文献 15 に倣って、福島・翠川¹⁶⁾の(2)-(7)式の散乱減衰 (周波数依存型減衰) を地盤各層の要素レイリー減衰 $[c]=\alpha[m]+\beta[k]$ により擬似的に扱うため、粘土、シルト、砂、礫、岩の代表的 S 波速度 (それぞれ 100、200、300、400、1000m/s) における係数 α 、 β を最小 2 乗法により同定した (対象周波数 0.5-5Hz)。得られた α 、 β の値は、地盤各層の S 波速度に応じて文献 16 の(8)式により補正した。ただし、粘土、シルト、砂については、熊本地震のように極めて大きな強震動に対しては、履歴減衰に比べて散乱減衰の影響は相対的に小さい¹⁷⁾と考えられるため、散乱減衰が過大に評価されないよう、補正係数の値を半分とした。

以上 1) ~ 4) の検討に基づいて作成した Site K、M、F の解析用の地盤モデルを表 1-3 に示す。Site M の 51.0m 以深と Site F の 61.3m 以深は、Site K の 40.8m 以深と同じ岩盤構造を仮定した。地盤各層の単位体積重量は、土質区分、深さ、地下水位、物理試験結果、S 波速度などから既往の経験値¹⁸⁾を参考に仮定した。動的変形特性は、砂と砂礫の地層では、規準ひずみが平均有効拘束圧の 0.5 乗に比例するものとして、拘束圧依存性を考慮した。次ページの図 9 は、散乱減衰を擬似的に扱うため設定した地盤各層の要素レイリー減衰を減衰定数の周期依存性の形で示している。図 9 より、散乱減衰の効果 (減衰定数) は、砂礫で最も大きく、砂、粘性土の順に小さくなり、岩で最も小さくなっている。

表 1 Site K の地盤モデル (地下水位 13.55m)

層上面 深さ D_n (m)	土質区分	単位 体積 重量 γ_t (kN/m^3)	S波 速度 V_s (m/s)	動的 変形 特性	拘束圧 依存性	静止 土圧 係数 K_0	液状化 特性	要素レイリー減衰	
								α	β
0.00	ローム	15.7	80			1.0		5.3×10^{-1}	4.9×10^{-4}
1.70	(粘土)	15.7	120	図5(a)	なし	1.0		4.5×10^{-1}	4.2×10^{-4}
4.80	凝灰質シルト	15.7	170	図5(b)	なし	1.0		3.3×10^{-1}	3.5×10^{-4}
13.55	凝灰質 砂礫	18.6	350	図5(c)	あり	0.5	図7(b)	1.1×10^0	1.4×10^{-3}
31.60	砂礫	18.6	380					1.0×10^0	1.4×10^{-3}
34.35	固結	15.7	310	図5(b)	なし	1.0		2.6×10^{-1}	2.8×10^{-4}
36.90	シルト	15.7	310					2.6×10^{-1}	2.8×10^{-4}
40.80	凝灰岩	19.6	650	図5(d)	なし	1.0		2.2×10^{-1}	1.3×10^{-4}
71.00	凝灰岩	20.6	1180					1.7×10^{-1}	1.0×10^{-4}
98.00	安山岩	22.1	1870	弾性	-	1.0		1.4×10^{-1}	8.5×10^{-5}
112.00	安山岩	22.1	2210					1.3×10^{-1}	7.9×10^{-5}
134.00	凝灰質砂礫	22.1	840	図5(c)	あり	0.5		7.6×10^{-1}	1.0×10^{-3}
148.00	溶結凝灰岩	22.1	2030	弾性	-	1.0		1.4×10^{-1}	8.2×10^{-5}
175.00	自破砕状安山岩	22.1	790	図5(e)	なし	1.0		2.0×10^{-1}	1.2×10^{-4}
223.00	安山岩	23.5	2260	弾性	-	1.0		1.3×10^{-1}	7.8×10^{-5}
255.00	基盤	23.5	2260	弾性	-	-		-	-

表2 Site M (宮園公民館跡地) の地盤モデル (地下水位 1.60m)

D _a (m)	土質区分	γ _t (kN/m ³)	V _s (m/s)	動的 変形	拘束圧 依存性	K ₀	液化化 特性	要素レイリー減衰	
								α	β
0.00	凝灰質 シルト	15.7	90	図5(f)	なし	1.0	/	4.3×10 ⁻¹	4.6×10 ⁻⁴
3.00		15.7	130					3.7×10 ⁻¹	3.9×10 ⁻⁴
8.00	凝灰質 砂	18.6	240	図5(g)	あり	0.5	図7(a)	7.3×10 ⁻¹	3.5×10 ⁻⁴
14.69		18.6	340					6.4×10 ⁻¹	3.0×10 ⁻⁴
36.00	凝灰質砂礫	18.6	470	図5(j)	あり	0.5	/	9.6×10 ⁻¹	1.3×10 ⁻³
51.00	凝灰岩								
81.20									
108.20	安山岩								
122.20									
144.20	凝灰質砂礫			Site Kと同じ					
158.20	溶結凝灰岩								
185.20	自破砕状安山岩								
233.20	安山岩								
265.20	基盤								

表3 Site F (古川第2公園) の地盤モデル (地下水位 0.60m)

D _a (m)	土質区分	γ _t (kN/m ³)	V _s (m/s)	動的 変形	拘束圧 依存性	K ₀	液化化 特性	要素レイリー減衰	
								α	β
0.00	凝灰質 シルト	15.7	80	図5(h)	なし	1.0	/	4.5×10 ⁻¹	4.8×10 ⁻⁴
12.10		15.7	100					4.1×10 ⁻¹	4.4×10 ⁻⁴
13.60		15.7	90					4.3×10 ⁻¹	4.6×10 ⁻⁴
17.60	粘土	15.7	130	/	なし	1.0	/	3.7×10 ⁻¹	3.9×10 ⁻⁴
21.70		15.7	250					3.4×10 ⁻¹	3.1×10 ⁻⁴
22.30	砂礫	18.6	310	図5(j)	あり	0.5	図7(b)	1.1×10 ⁰	1.5×10 ⁻³
23.60		18.6	290					1.2×10 ⁰	1.6×10 ⁻³
26.80	凝灰質砂礫	18.6	380	/	なし	1.0	/	1.0×10 ⁰	1.4×10 ⁻³
28.80		18.6	410					1.0×10 ⁰	1.4×10 ⁻³
51.70	砂礫	18.6	480	図5(h)	なし	1.0	/	9.5×10 ⁻¹	1.3×10 ⁻³
56.50	固結 シルト	15.7	310					2.6×10 ⁻¹	2.8×10 ⁻⁴
58.40		15.7	390	2.4×10 ⁻¹	2.5×10 ⁻⁴				
61.30	凝灰岩								
91.50									
118.50	安山岩								
132.50									
154.50	凝灰質砂礫			Site Kと同じ					
168.50	溶結凝灰岩								
195.50	自破砕状安山岩								
243.50	安山岩								
275.50	基盤								

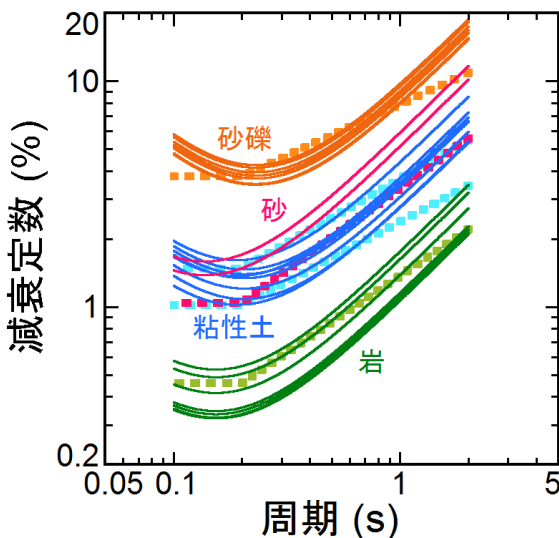


図9 代表的S波速度における散乱減衰¹⁶⁾ (点線: 粘性土と砂は半分の値) と設定した地盤各層の要素レイリー減衰 (実線)

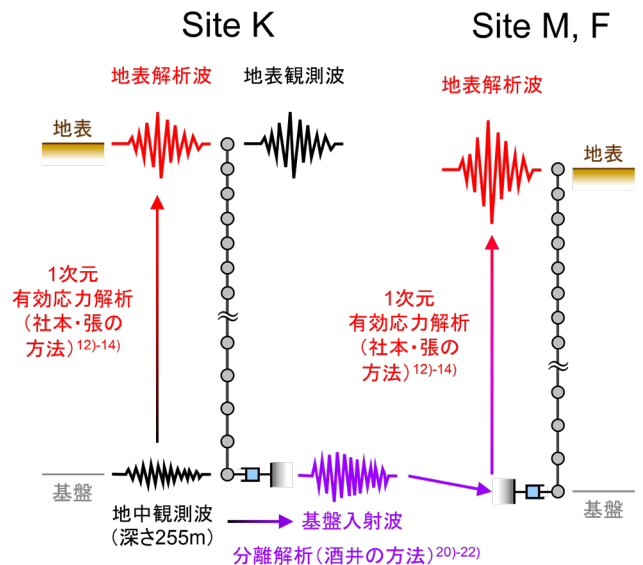
III 地盤の1次元有効応力解析

1) 解析の概要

表1-3に示した Site K、M、Fの地盤モデルに対して、2016年熊本地震(4月16日EW成分)の1次元有効応力解析¹²⁾⁻¹⁴⁾を行った。解析の概要を図10にポンチ絵で示す。各地点の地盤モデルは多質点系に置換し(S波に対して10Hz以下の周波数成分を表現できるよう離散化)、共通の基盤入射波(いわゆる2E入力)を扱うため、系の底面は粘性境界¹⁹⁾とした。

まず、Site Kについて、深さ255mの地中観測波⁷⁾を多質点系のも最深部の質点の応答として与え、地盤の1次元有効応力解析¹²⁾⁻¹⁴⁾と酒井の方法²⁰⁾⁻²²⁾による基盤入射波の分離解析を並列して行った。得られた地表の解析波と観測波の比較から、解析の方法と結果の妥当性を担保する。次に、得られた基盤入射波を Site M、Fの多質点系の基盤に入力(いわゆる2E入力)して、それぞれ地盤の1次元有効応力解析¹²⁾⁻¹⁴⁾を行った。いずれの解析も非排水条件とし、時間積分に Newmark のβ法(β=1/4、間隔1/1000秒以下で各地層のせん断ひずみ増分が10⁻⁶以下となるよう細分割)を用いた。加速度から速度と変位を求める方法は、1質点系(固有周期20秒、減衰定数0.707)の相対速度応答と相対変位応答によった。

なお、基盤入射波の分離解析として、近年、酒井の方法²⁰⁾⁻²²⁾のような高難度の計算技術が必要としない方法(野津の方法^{23)、24)}が示されているが、いずれの方法も同じ基盤入射波が得られることを確認している。



※基礎固定の多質点系の1次元有効応力解析に野津の方法^{23)、24)}を適用しても同じ基盤入射波が得られる

図10 Site K、M、Fの地盤の地震応答解析の概要

2) Site K (KiK-net 益城) の解析結果と基盤入射波

Site K の地盤の地震応答解析の結果（時刻歴）を、図 11(a)-(c) 地表の解析波と観測波の時刻歴の比較、(d) 過剰間隙水圧比が最大となった地層の時刻歴、(e) 深さ 255m の地中観測波の時刻歴、(f)-(g) 深さ 255m の基盤入射波の時刻歴として示す。

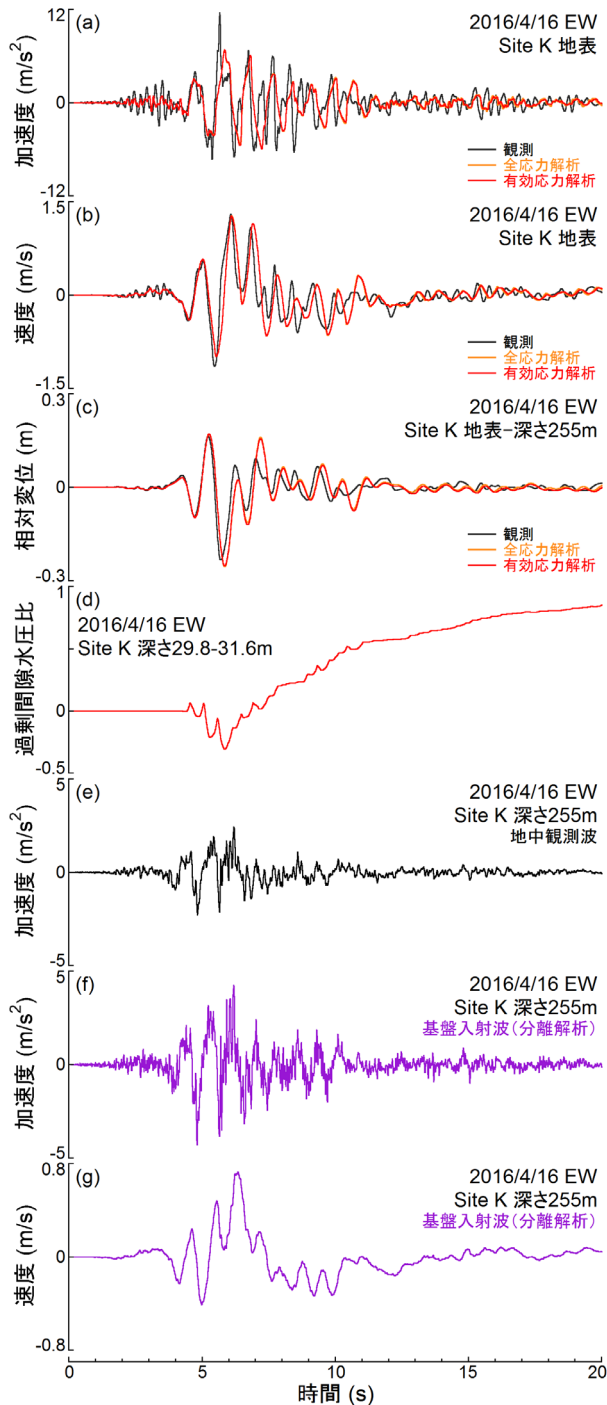


図 11 Site K の地盤の地震応答解析の結果（時刻歴）

図 11(a)-(c)より、地表の解析波（赤線）は、加速度では観測波（黒線）の振幅を過小評価気味であるが、速度と変位では観測波の振幅・位相とも、よく再現できている。図 11(a)-(c)の橙線は、参考のため行った全応力解析（液状化特性を無視した解析）の結果で、有効応力解析の結果（赤線）と、ほとんど差異が見られない。これは、図 11(d)より、地盤の過剰間隙水圧比が最大 0.9 程度までしか上昇せず、液状化の発生に至らなかったためと考えられる。また、図 11(e)-(g)より、深さ 255m の地中観測波から分離解析により得られた基盤入射波は、その振幅が観測波の 2 倍程度で、最大加速度 4.3m/s^2 、最大速度 0.73m/s であった。

図 12(a)に、解析から得られた地盤の最大せん断ひずみの深さ方向分布を示す。地盤のせん断ひずみは、粘性土層の最深部で最大 3-4% に達している。その下の砂礫層（S 波速度 $350\text{-}380\text{m/s}$ ）では、最大せん断ひずみが 0.5% 程度に達しており、図 5(c) との対比から、顕著な非線形化が生じた可能性が示唆される。間隙水圧の影響は、ほとんど見られない。また、凝灰岩の上部（S 波速度 650m/s ）では、最大せん断ひずみが 0.04% 程度に達しており、図 5(d) との対比から、若干の非線形化が生じた可能性が示唆される。

図 12(b)-(c)に、解析で得られた地盤の最大加速度と最大速度の深さ方向分布を示す。図には参考のため、散乱減衰を無視した場合および粘性土・砂礫・岩の動的変形特性（非線形性）を無視した場合の解析結果を、それぞれ重ね描いている。図より、散乱減衰や凝灰岩上面以浅の堆積層（粘性土と砂礫）の非線形性を無視すると、地盤応答が大きく変化することから、これらが地盤応答に与えた影響の大きいことが示唆される。

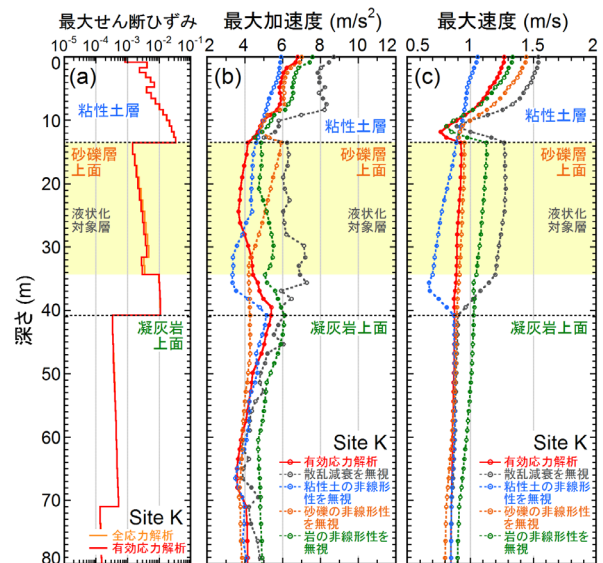


図 12 Site K の地盤の地震応答解析の結果（最大応答）

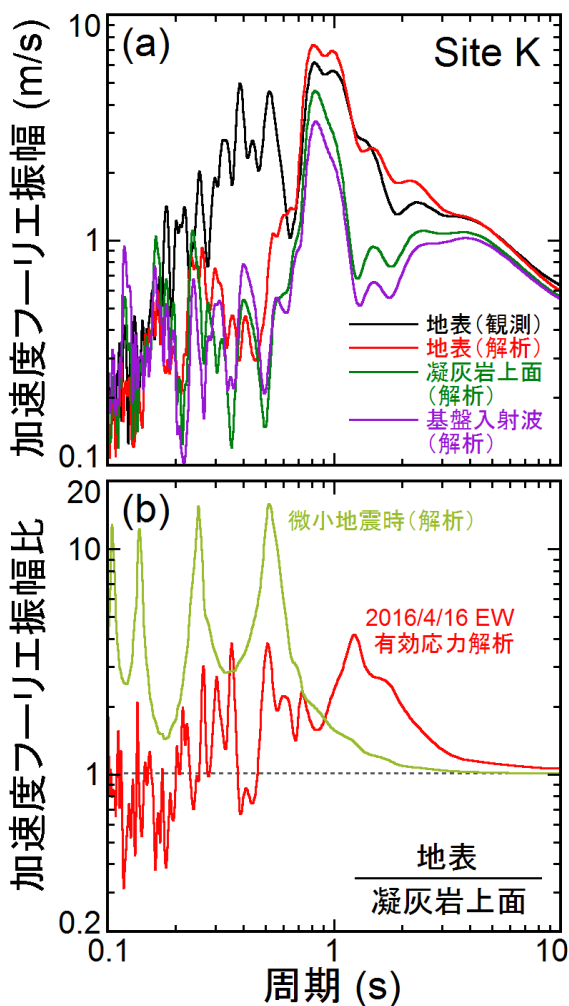


図13 Site Kの地盤の地震応答解析の結果(加速度フーリエ振幅スペクトルの周期特性)

図13に、解析で得られた地表、凝灰岩上面、基盤入射波の加速度フーリエ振幅スペクトルおよび地表／凝灰岩上面の加速度フーリエ振幅比スペクトルの周期特性を示す。図13(a)の黒線は、地表観測波の加速度フーリエ振幅スペクトルである。図から、本解析では周期0.3-0.5秒にピークをもつ成分波を再現できておらず、これが図11(a)の加速度時刻歴の過小評価に繋がったと考えられる。ただし、このことは、木造住宅の甚大な被害を評価する上では、耐力の非常に高い建物を除いて問題になるとは考えにくい(後述)。

図12と図13より、凝灰岩上面の地震動は、基盤入射波から大きく増幅しておらず、卓越周期0.8秒程度、最大速度0.9m/s程度である。地震動は、凝灰岩上面に浅の堆積層(とくに粘性土層)の非線形化により周期0.8-3秒の成分が増幅されて、地表最大速度1.3m/s程度に達している。

3) Site M (宮園公民館跡地) と Site F (古川第2公園) の解析結果

Site M、Fの地盤の地震応答解析の結果(地表時刻歴)を、図14-15に示す。また、解析から得られた地盤の最大せん断ひずみ、最大加速度、最大速度の深さ方向分布を図16-17に、地表、凝灰岩上面、基盤入射波の加速度フーリエ振幅スペクトルおよび地表／凝灰岩上面の加速度フーリエ振幅比スペクトルの周期特性を図18-19に、それぞれ示す。図14-15および図18-19には、参考のため、Site K 地表観測波の時刻歴波形および加速度フーリエ振幅スペクトルを重ね描いている。これらの図を概観して、木造住宅の甚大な被害に寄与すると言われる周期1-3秒の地震動成分や最大地動速度に着目すると、定性的に、Site Kの観測地震動に比べて、解析で得られたSite Mの推定地震動は大きく、しかし、Site Fの推定地震動は小さいと言えそうである。

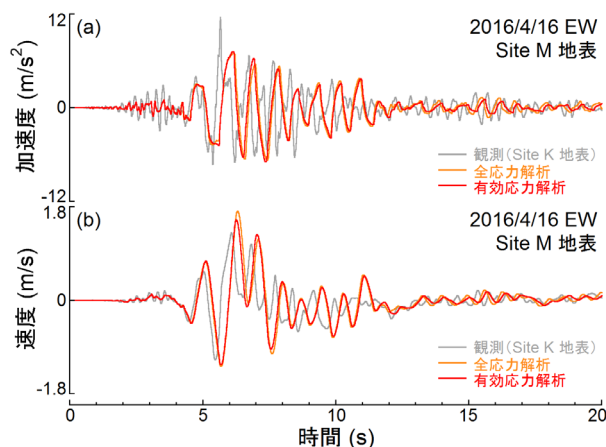


図14 Site Mの地盤の地震応答解析の結果(地表時刻歴)

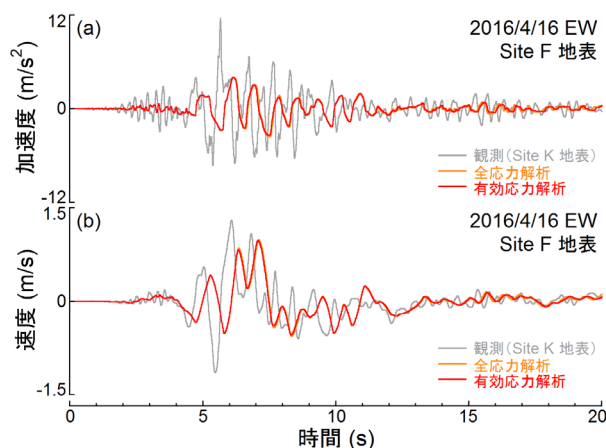


図15 Site Fの地盤の地震応答解析の結果(地表時刻歴)

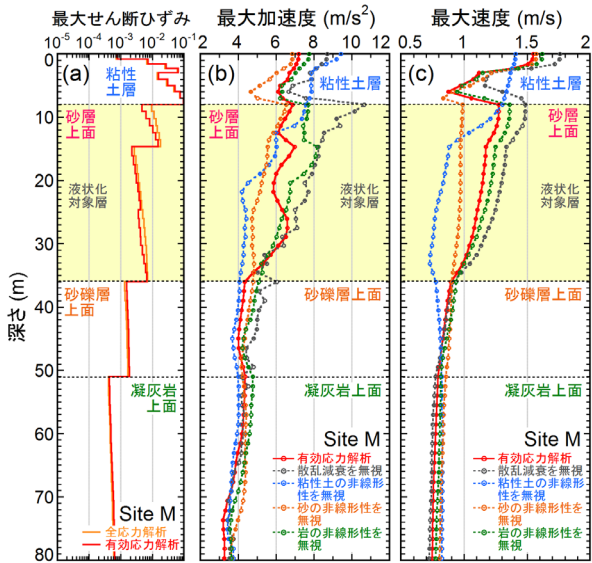


図 16 Site M の地盤の地震応答解析の結果 (最大応答)

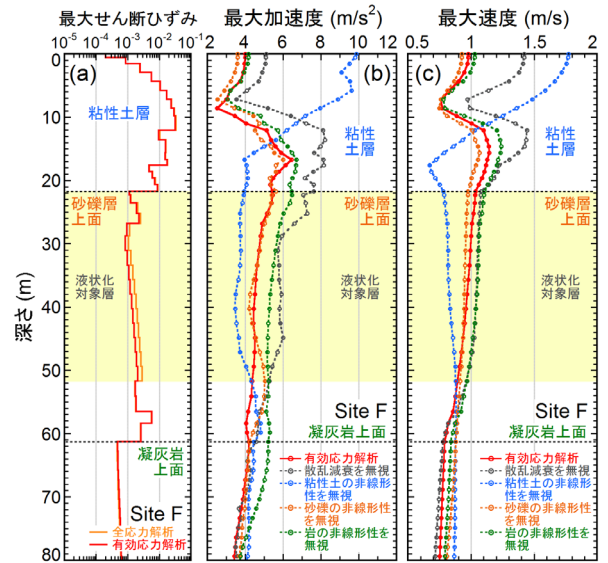


図 17 Site F の地盤の地震応答解析の結果 (最大応答)

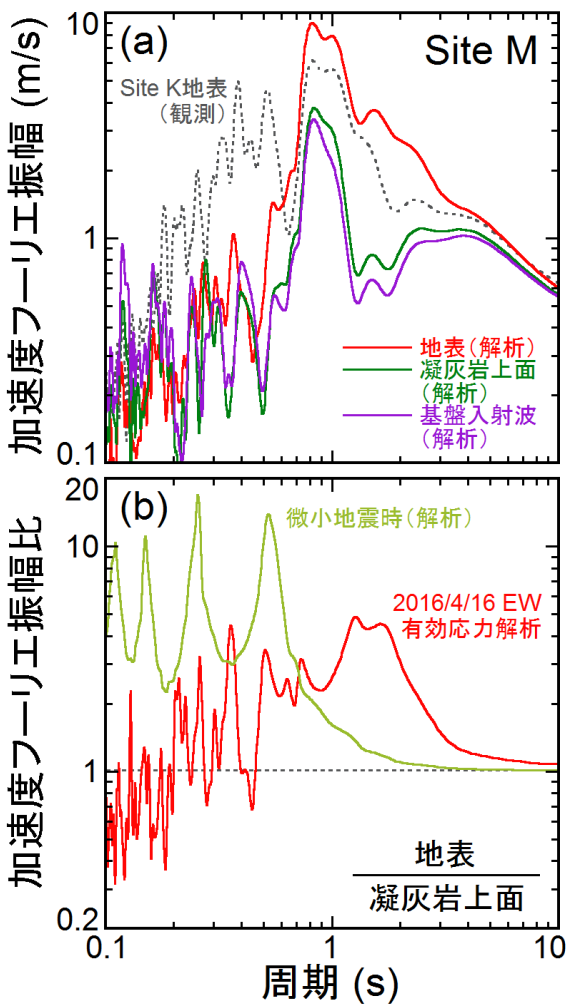


図 18 Site M の地盤の地震応答解析の結果 (加速度フーリエ振幅スペクトルの周期特性)

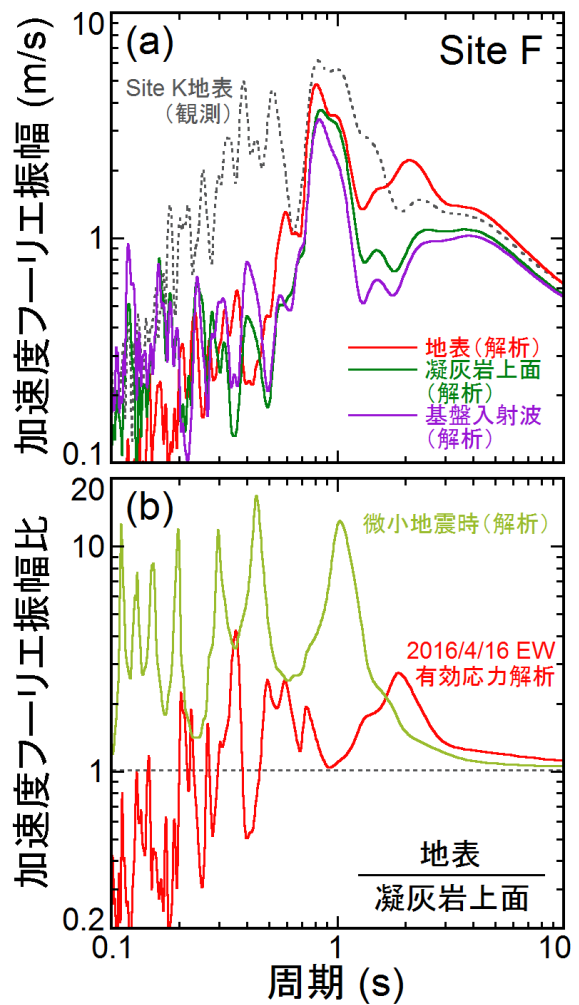


図 19 Site F の地盤の地震応答解析の結果 (加速度フーリエ振幅スペクトルの周期特性)

図 14-15 および図 16(a)、図 17(a)より、Site K と同様、全応力解析の結果(橙線)と有効応力解析の結果(赤線)に大きな差異の見られないことから、Site M、K でも、間隙水圧が地盤応答に与えた影響は小さいと考えられる。また、Site K と同様、地盤各層の最大せん断ひずみ(図 16(a)、図 17(a))と動的変形特性(図 5(f)-(j))との対比から、粘性土層(最大せん断ひずみ: Site M で 10%程度、Site F で 3%程度)は言うに及ばず、その下の Site M の砂層(S波速度 300m/s 前後)や Site M、F の砂礫層(S波速度 300-500m/s 程度)において、顕著な非線形化が生じた可能性が示唆される。凝灰岩の上部(S波速度 650m/s)では、図 5(d)との対比から、若干の非線形化が生じた可能性が示唆される。

図 16(b)-(c)、図 17(b)-(c)には、Site K の場合と同様、参考のため、散乱減衰を無視した場合および粘性土・砂ないし砂礫・岩の非線形性を無視した場合の解析結果を、それぞれ重ね描いている。図より、散乱減衰や凝灰岩上面以浅の堆積層(粘性土と砂ないし砂礫)の非線形性を無視すると、Site M、F ともに地盤応答が大きく変化することから、これらが地盤応答に与えた影響の大きいことが示唆される。ただし、その変化の傾向は、図 12(b)-(c)との対比から、Site K、M、F ごとに異なっているように見える。

図 16-19 より、Site M、F の凝灰岩上面における地震動は、基盤入射波から大きく増幅しておらず、卓越周期 0.8 秒程度、最大速度 0.8m/s 程度(Site K と同程度)であるが、それ以浅の堆積層の応答特性が両地点で大きく異なっている。ここで、図 12-13 との対比より、Site M の凝灰岩上面から砂層上面までの地震動増幅の程度は、Site K の凝灰岩上面から砂礫層上面までのそれより大きい。これは、図 9 に示したように、砂の散乱減衰が砂礫のそれより小さいためと考えられる。このため、Site M では、凝灰岩上面以浅の堆積層による周期 0.8-3 秒の成分の非線形増幅が Site K よりも大きく、最大地動速度 1.6m/s 程度に達している(図 16)。一方で、Site F は、Site

K、M に比べて、粘性土層が厚く、凝灰岩上面以浅の堆積層の固有周期が長い(図 13、18、19)。このため、堆積層(とくに粘性土)が非線形化した結果、入射波の卓越周期 0.8 秒周辺の増幅特性は谷(増幅率 1)となり、地震動は、凝灰岩上面以浅では、ほとんど増幅されず、最大地動速度 1.0m/s 程度となっている(図 17)。

IV 木造住宅モデルの地震応答解析

1) 解析の概要

Site K、M、F における 2016 年熊本地震の強震動(4月16日 EW 成分)が、この地域の木造住宅の甚大な被害に与えた影響について、文献 25 を参考に検討する。この地域の木造住宅の耐震性能に関する情報は現時点では少ないが、文献 25 を含む林らの一連の研究では、木造住宅を模擬した基礎固定の質点系モデルを用いて、4月16日の強震動(EW 成分)に対する地震応答解析の結果から(14日の強震動の影響を考慮しなくても)定性的には倒壊被害を説明できる可能性が示されている。そこで、図 20 に示す 2 階建て木造住宅を模擬した基礎固定の 2 質点系モデルに 4 月 16 日の強震動(EW 成分)の KiK-net 益城の地表観測波および Site K、M、F の地表解析波を入力して、地震応答解析を行った。

図 20 の建物モデルの重量、階高、各層の荷重-変形関係(復元力特性)の骨格曲線は文献 25 と同一であるが、逆 S 字スリップ型の履歴則は細部が異なっている。また、復元力特性の骨格曲線の第 2 折れ点に対応する 1 階の層せん断力係数を降伏ベースシヤ係数 C_y と呼び、 $C_y = 0.05-1.2$ の範囲で変化させた($C_y < 0.8$ で 0.025 刻み、 $C_y > 0.8$ で 0.05 刻み)。いずれの解析も、減衰マトリクスは初期剛性比例型(1次固有モードの減衰定数 3%)とし、時間積分は Newmark の β 法($\beta = 1/4$ 、間隔 1/1000 秒以下で各階の層間変形角増分が 10^{-5} 以下となるよう細分割)を用いた。加速度から速度と変位を求める方法は地盤の地震応答解析と同じとした。

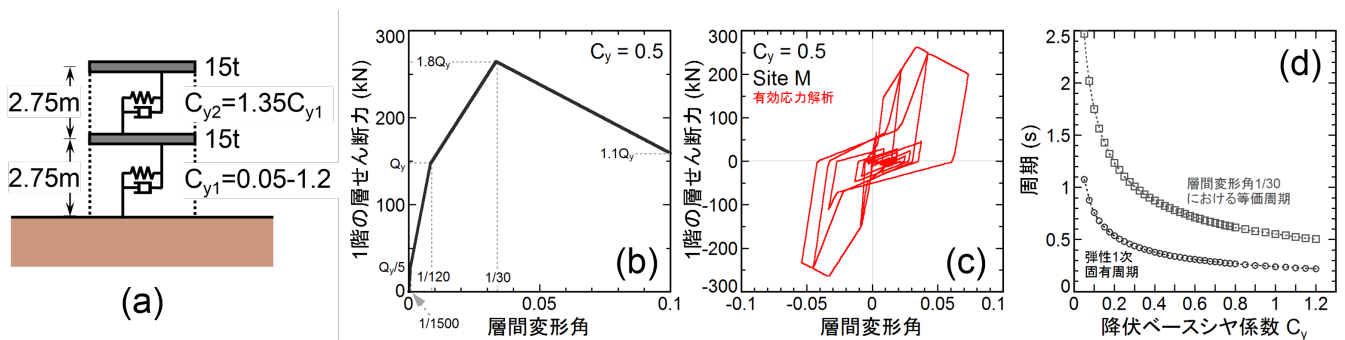


図 20 2 階建て木造住宅を模擬した 2 質点系モデル²⁵⁾の概要(復元力特性と周期特性)

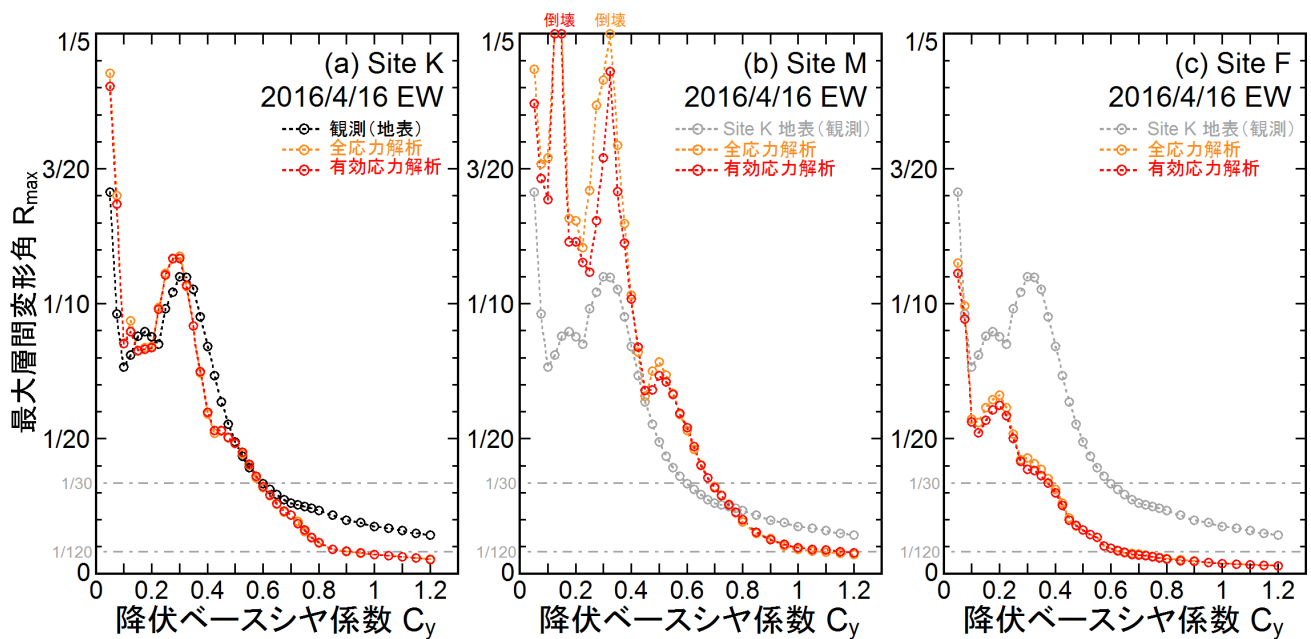


図21 Site K、M、Fの地表解析波に対する木造住宅モデルの最大応答（層間変形角）

2) 解析結果

図21に、解析から得られた木造住宅モデルの最大応答（層間変形角）を、降伏ベースシヤ係数 C_y に対して示す。参考のため、Site K、M、Fの地盤の全応力解析で得られた地表強震動を入力した解析も行い、その結果を図に橙点線付き○印で重ね描いている。図より、全応力解析による地表強震動に対する木造住宅モデルの最大層間変形角 R_{max} は、有効応力解析によるそれ（赤点線付き○印）と大きな差異がなく、地盤応答と同様、木造住宅の最大応答に与える地盤の間隙水圧の影響は小さいと考えられる。

図21(a)より、Site Kにおいて、木造住宅モデルの降伏ベースシヤ係数 $C_y < 0.7$ 程度の範囲では、地表解析波に対する最大層間変形角 R_{max} は地表観測波に対するそれ（黒点線付き○印）と概ね整合している。このことから、 $C_y < 0.7$ 程度の木造住宅の甚大な地震被害を説明する上では、本研究で得られた地表解析波は、KiK-net 益城の地表観測波と同程度の信頼性（説明能力）を有しており、とくに問題はないものと考えられる。一方、木造住宅モデルの $C_y > 0.7$ 程度の範囲では、地表解析波に対する最大層間変形角 R_{max} は地表観測波に対するその半分程度以下となっている。これは、図13より、地表解析波は地表観測波に見られる周期0.3-0.5秒にピークをもつ成分を再現できていないためと考えられる。耐力の非常に高い木造住宅の最大応答が短周期成分の加速度によって決まる可能性は、（図は省略するが）林の性能等価応答スペクトル²⁰⁾の考え方に照らして、合理的と思われる。

図21(a)-(c)の比較から、設定した降伏ベースシヤ係数 $C_y = 0.05$ -1.2の範囲における木造住宅モデルの最大層間変形角 R_{max} は、Site F < Site K < Site Mの順に大きくなっている。とくに、 $C_y < 0.7$ 程度の範囲において、この傾向は明瞭である。最大層間変形角 R_{max} が大きいほど木造住宅に大きな損傷が生じる可能性は高くなると考えられ、 R_{max} が 1/10 を大きく超える場合は木造住宅が倒壊してもおかしくない²⁵⁾。このことと図1の建物大破率分布（および Site K、M、Fの大破率と倒壊率の値の分布）との対比より、両者は調和的で、大きな矛盾がないと言えよう。すなわち、図21の3地点の木造住宅モデルの最大層間変形角 R_{max} の大小関係は、この地域の2016年熊本地震による木造住宅の甚大な被害分布を定性的に説明できていると考えられる。

さらに、図21と図11-19との対比より、Site K、M、Fにおける木造住宅モデルの最大層間変形角 R_{max} の大小関係は、各地点の地盤の1次元有効応力解析（全応力解析でも可）から推定された地表強震動の大きさ（とくに最大速度）のそれと定性的に符号している。すなわち、各地点の凝灰岩上面以浅の堆積層による周期0.8-3秒の成分の非線形増幅特性の影響を強く受けていると考えられる。したがって、この地域の2016年熊本地震による木造住宅の甚大な被害分布は、建築分野において従来は工学的地盤と仮定される場合の多かった地層（S波速度400m/s程度以上の砂や砂礫）を含む表層地盤の非線形増幅特性と散乱減衰特性の組合せによって大きく左右された可能性が示唆される。

V まとめ

防災科学技術研究所 KiK-net 益城の鉛直アレイ記録と複数地点の地盤調査に基づいて、2016年熊本地震（4月16日EW成分）の強震動の再現解析を行った。再現強震動による木造住宅モデルの最大応答は、大破や倒壊など甚大な被害の分布と調和的であった。これらの結果から、強震動と木造住宅被害の差異は、従来は工学的基盤と仮定される場合の多かった地層を含む表層地盤の非線形増幅特性と散乱減衰特性の組合せによるものである可能性を指摘した。得られた知見は次のとおり。

- 1) Site M（宮園公民館跡地）では、Site K（KiK-net 益城）に比べて、凝灰岩上面以浅の堆積層による周期 0.8-3 秒の成分の非線形増幅が Site K よりも大きく、最大地動速度 1.6m/s 程度に達して、甚大な建物被害に繋がったと考えられる。その要因として、堆積層に含まれる砂の散乱減衰が砂礫のそれより小さいことが強く影響した可能性が示唆される。
- 2) Site F（古川第2公園）では、最大地動速度 1.0m/s 程度で、甚大な建物被害に至らなかったと考えられる。その要因として、Site F は Site K、M に比べて厚い粘性土層により凝灰岩上面以浅の堆積層の固有周期が長く、これが強震動により非線形化した結果、入射波の卓越周期 0.8 秒周辺の増幅特性が谷（増幅率 1）となったことが強く影響した可能性が示唆される。

謝辞

防災科学技術研究所により公開された地震観測記録を使用した。Site K の深さ 51-255m のボーリングと PS 検層のデータおよび深さ 79-80m と 196-197m のボーリングコアは益城町より提供いただいた。ボーリングコアから岩石試料を採取して行った室内繰返し三軸試験では柏尚稔大阪大学准教授（当時、国土技術政策総合研究所主任研究官）の協力を得た。記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 国土交通省住宅局建築指導課、国土技術政策総合研究所、建築研究所：熊本地震における建築物被害の原因分析を行う委員会報告書、2016年、pp. 29-38
- 2) 新井洋、柏尚稔：KiK-net 益城の地盤ボーリング調査と微動アレイ探査、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、2017年、pp. 253-254
- 3) 新井洋、柏尚稔：微動アレイ観測から推定した益城町中心部の地盤S波速度構造、日本地震工学会大会—2017梗概集、P4-3
- 4) 中川博人、柏尚稔、新井洋：益城町中心部における表層地盤の

動的変形特性と地震動増幅特性、日本地震工学会大会—2017梗概集、P4-7

- 5) Arai, H. and Kashiwa, H.: Estimation of S-wave Velocity Profiles from Microtremor and Borehole Surveys in Damaged Area during the 2016 Kumamoto Earthquakes, Japan, Proc. 16th European Conference on Earthquake Engineering, Thessaloniki, Greece, 2018, Paper ID 11255
- 6) 新井洋：2016年熊本地震において益城町中心部の地盤特性が強震動に与えた影響、平成29年度建築研究所講演会、2018年、<http://www.kenken.go.jp/japanese/research/lecture/h29/index.html>
- 7) 防災科学技術研究所 強震観測網（K-NET、KiK-net）
<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>
- 8) 吉見雅行、後藤浩之、秦吉弥、吉田望：益城町市街地の2016年熊本地震被害集中域における非線形地盤応答特性、京都大学防災研究所 研究発表講演会、2017年、A05
- 9) Jennings, P. C.: Periodic Response of a General Yielding Structure, J. Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 90, Issue 2, 1964, pp. 131-166
- 10) 龍岡文夫、福島伸二：砂のランダム繰返し入力に対する応力～歪関係のモデル化について (I)、生産研究、Vol. 30, No. 9, 1978年、pp. 356-359
- 11) 中川太郎、平澤光春、小林勝己、佐々木聡：地盤の非線形履歴特性のモデル化、日本建築学会構造系論文集、Vol. 76, No. 666、2011年、pp. 1407-1414
- 12) 社本康広、時松孝次、有泉浩蔵：一次元有効応力解析の実地盤に対する適用性、日本建築学会構造系論文報告集、No. 433、1992年、pp. 113-119
- 13) Zhang, J. M., Shamoto, Y., and Tokimatsu, K.: Moving Critical and Phase-Transformation Stress State Lines of Saturated Sand during Undrained Cyclic Shear, Soils and Foundations, Vol. 37, No. 2, 1997, pp. 51-59
- 14) Shamoto, Y., Zhang, J. M., and Goto, S.: Mechanism of Large Post-Liquefaction Deformation in Saturated Sand, Soils and Foundations, Vol. 37, No. 2, 1997, pp. 71-80
- 15) 吉田一博、福武毅芳、長嶋史明、川瀬博、宮腰淳一、鳥田晴彦：2016年熊本地震における強震観測網 KiK-net 益城観測点におけるシミュレーション解析、(その2) 散乱減衰の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II、2019年、pp. 417-418
- 16) 福島美光、翠川三郎：周波数依存性を考慮した表層地盤の平均的な Q^1 値とそれに基づく地盤増幅率の評価、日本建築学会構造系論文集、No. 460、1994年、pp. 37-46
- 17) 吉田望：地盤の地震応答解析、鹿島出版会、2010年、pp. 205-209

- 18) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、2019年、pp. 29-30
- 19) Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R. L.: Finite Dynamic Model for Infinite Media, J. Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 95, Issue 4, 1969, pp. 859-877
- 20) 酒井久和、澤田純男、土岐憲三：時間領域での基盤入力地震動の推定法に関する基礎的研究、土木学会論文集、No.577/I-41、1997年、pp. 53-64
- 21) 酒井久和：構造物の動的非弾性応答解析における非反復時間積分法と地震工学への応用に関する研究、京都大学博士論文、1998年
- 22) 酒井久和、澤田純男、土岐憲三：ポートアイランドにおける時間領域での基盤入力地震動の推定、土木学会論文集、No.612/I-46、1999年、pp. 373-378
- 23) 野津厚：時間領域における基盤入射波推定法の再考、第37回地震工学研究発表会、土木学会、2017年
- 24) 野津厚：時間領域における基盤入射波推定法に関する一考察、第53回地盤工学研究発表会、地盤工学会、2018年、pp. 1969-1970
- 25) 村瀬詩織、大村早紀、杉野未奈、林康裕：2016年熊本地震における地震動特性と木造住宅の倒壊率の関係、日本地震工学会論文集、Vol. 18, No. 2, 2018年、pp. 147-165
- 26) 林康裕：性能等価応答スペクトルに基づく建築物の地震荷重評価、第11回日本地震工学シンポジウム、2002年、pp. 651-656

付録

1) 図5の数式モデル(動的変形特性)のパラメタ

修正 R-O モデル⁹⁾、¹⁰⁾のパラメタは、履歴曲線に Masing 則を適用するものとして、規準せん断ひずみ γ_f と最大減衰定数 h_{max} の2つである。修正 HP モデル¹¹⁾のパラメタは、地盤の剛性低下は微小ひずみより生じ、履歴曲線に石原らの方法を適用するものとして、 γ_f 、 h_{max} 、 λ の3つである。 λ は(A1)式で表される骨格曲線を決めるパラメタである。

表 A1 図5の数式モデル(動的変形特性)のパラメタ

図5	構成則	γ_{rf}	λ	h_{max}
(a)	修正R-O	1.01×10^{-3}	—	0.183
(b)	修正HP	1.07×10^{-3}	0.76	0.157
(c)		7.90×10^{-4}	0.79	0.163
(d)		2.79×10^{-3}	0.88	0.100
(e)		3.16×10^{-3}	1.00	0.123
(f)		6.50×10^{-4}	0.72	0.155
(g)		4.60×10^{-4}	0.74	0.112
(h)		2.84×10^{-3}	0.76	0.163
(i)		6.20×10^{-4}	0.65	0.148
(j)		5.50×10^{-4}	0.69	0.102

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + |\gamma/\gamma_{rf}|^\lambda} \tag{A1}$$

ここに、 G_0 ：初期せん断剛性、 τ ：せん断応力、 γ ：せん断ひずみ。

2) 図7の構成則(液状化特性)のパラメタ

表 A2 図7の構成則(液状化特性)のパラメタ

図7	(a)	(b)	
液状化強度 R_{20}	0.49	0.35	
液状化強度曲線の両対数軸上の勾配	-0.35	-0.24	
相対密度	0.352	0.923	
最大間隙比	1.254	1.336	
最小間隙比	0.743	0.826	
破壊角(度)	46	45	
変相角(度)	14	16	
間隙水圧上昇の調整係数	変相線を超える前	0.70	0.70
	変相線を超えた後	0.55	0.30
移動破壊線の調整係数	0.15	0.22	
体積圧縮係数 (m^2/kN) ※拘束圧98kPa	2.4×10^{-4}	1.7×10^{-4}	
透水係数 (m/s)	4.4×10^{-9}	6.6×10^{-9}	

3) 4月14日の強震動(EW成分)に対するKiK-net 益城鉛直アレイの地盤の地震応答解析

3章と同様にして、4月14日の強震動(EW成分)に対してKiK-net 益城鉛直アレイの地盤の地震応答解析を行った。地表の解析波と観測波の整合性は、振幅・位相とも、4月16日のそれ(図11)に比べて、やや低いように見える。

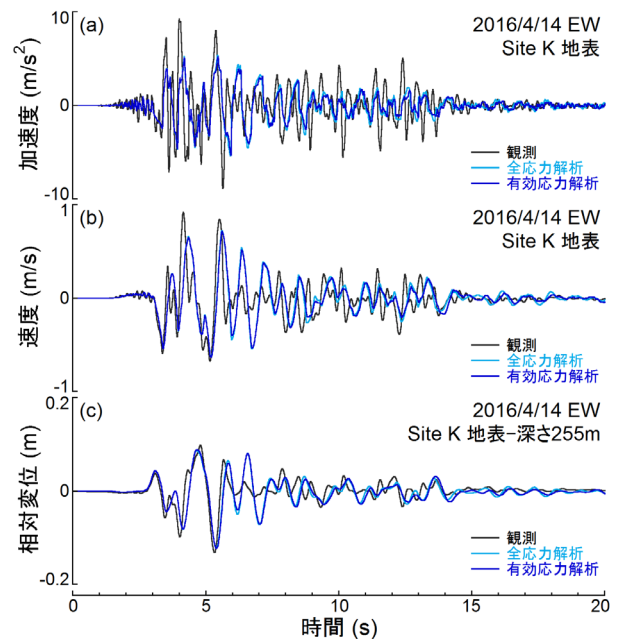


図 A1 Site K の地表解析波と地表観測波の比較(4月14日の強震動EW成分)