

非線形動的相互作用を中心とした強震時の建築応答性状に対する影響要因に関する研究

名古屋大学大学院環境学研究科 都市環境学専攻 博士課程前期課程 2年
環境・安全マネジメント講座 護研究室 杉本浩一

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では、設計時の想定を上回るレベルの地震動を記録したが、中低層RC造建物の被害は比較的少なかった。この原因として、設計上、考慮していない諸要因により、意図した耐震性能以上の余力を有している可能性や、滑り・浮き上がりといった接触非線形の影響の可能性も指摘されている。今後、大地震時の建物応答を精度良く予測するためには、建物の真の耐震性能を適切に評価する必要がある。これには上部構造の余力を含めたモデル化手法や、地盤-建物の非線形相互作用効果、入力地震動の特性など検討すべき項目が多い。このうち、滑り・浮き上がり等は、接触非線形問題として以前から検討が行われてきている¹⁾²⁾。しかしそれらは、浮き上がりや滑りについて、別々に考慮しており、連成現象を考慮した検討がなされた例は少ない。その理由の1つとして、連成現象を解析的に検討するためのツールが存在しないことが挙げられる。

そこで本論では、基礎周辺地盤-建物の非線形動的相互作用効果を考慮した地震応答解析が可能な解析ツールを作成すると共に、地震応答解析モデルを構築し、建物応答性状に対する影響要因について検討する。まず、滑り現象の建物応答への影響を検討し、次に浮き上がりの発生条件を明らかにする。そして、連成現象を考慮可能な地盤ばねを、薄層要素法を用いた解析によって作成する。最後に、作成した地盤ばねを組み込んだ地震応答解析モデルを作成し、連成現象が建物応答性状に与える影響を検討する。

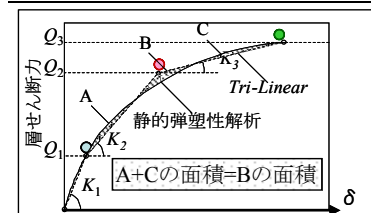
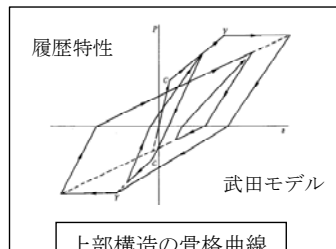
2. 基礎滑り、浮き上がりが建物応答に与える影響

2.1 基礎滑りの数値解析対象となる建物概要

名古屋市中村区に位置する事務所建物を解析対象とする。本建物は、RC造3階建て耐震壁付きラーメン構造で、平面形状は、桁行48m、張間は16mの長方形である。建物概要を表1に示す。壁の配置は桁行方向、張間方向で明確な差異はなく、雑壁が多く配置されている。

表1 建物概要

竣工年	1978年		
建築面積	800m ²		
階数	地上3階		
階高	3.9m		
各階重量(t)	基礎	1階	2階 3階
	1150	1090	1170 1240
基礎構造	直接基礎		
最小Is値	桁行 0.64(1階) 張間 0.75(1階)		



階	(kN/mm)			(kN)
	K1	K2/K1	K3/K1	Q3
桁行 (X)				
1	6824	0.18	0.0028	17062
2	6258	0.19	0.0069	17065
3	7952	0.28	0.0023	10920
張間 (Y)				
1	6468	0.45	0.0118	20948
2	6685	0.35	0.0092	18788
3	5493	0.21	0.0058	11901

2.2 上部建物のモデル化

地震応答解析は、図1に示す多質点系等価せん断型モデルを用いて行う。まず、3次元立体フレームモデルを用いた静的増分解析を行い、得られた各層のQ-δ関係からTri-Linear型の骨格曲線を作成する。各階質量などは設計図書等を参考に設定する。減衰は、3%の瞬間剛性比例型とし、履歴特性には武田モデルを適用する。

2.3 地盤ばねのモデル化

動的相互作用を考慮するため、基礎部に水平方向と回転方向の地盤ばねを設置したSway, Rocking(SR)モデルを用いる。水平ばね、回転ばねには、半無限一様地盤上の円形剛基礎の静的ばね剛性と波動インピーダンスから算定した減衰係数を用いる。ここで、式(1), (2)中のG, V_s, ρ, νは地盤のせん断弾性係数, せん断波速度, 密度, ポアソン比であり、本論では、図1に示す値を用いる。b, cは基礎幅(bは振動直交方向, cは振動方向)である。

$$k_H = \frac{8Gr_H}{2-\nu} \quad c_H = \rho V_s \pi r_H^2 \quad r_H = \sqrt{\frac{bc}{\pi}} \quad (1)$$

$$k_R = \frac{8Gr_R^3}{3(1-\nu)} \quad c_R = \rho \frac{3.4V_s}{\pi(1-\nu)} \frac{\pi r_R^4}{4} \quad r_R = \sqrt[4]{\frac{bc^3}{3\pi}} \quad (2)$$

さらに、基礎滑りを考慮するため、水平ばねに非線形性を考慮する(以降、滑り考慮モデル)。復元力特性としては、図1に示す、完全弾塑性モデルを用いる。滑り始めるせん断応力は次式で表される降伏せん断耐力τ_yとする。

$$\tau_y = c + \sigma_n \cdot \tan \phi \quad (3)$$

ここに、τ_yはMohr-Coulombの法則³⁾に従うものとする。c, σ_n, φはそれぞれ粘着力、平均垂直応力及び内部摩擦角であり、本論では地盤を砂地盤と仮定し、c=0, φ=30(N値=10に相当)⁴⁾として数値解析を行う。

2.4 解析概要

本解析では、建物の耐力、動的相互作用効果、地盤条件、入力地震動の位相特性の違いが建物応答値に与える影響に

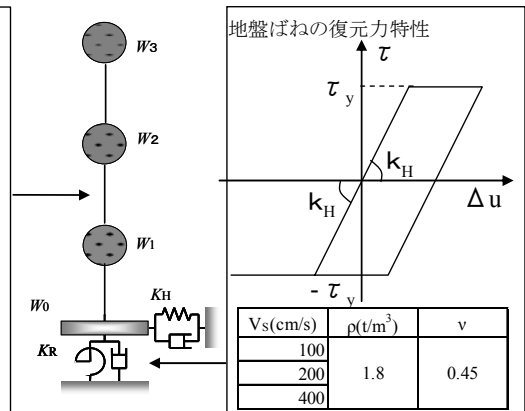


図1 地震応答解析モデル

について検討する。解析モデルは基礎固定モデル、SR モデル、滑り考慮モデルの3つを使用する。また、地盤のせん断波速度 V_s は 100m/s, 200m/s, 400m/s の3 ケースとし、動的相互作用効果の違いを考察する。さらに、対象建物の終局耐力を 1.2 倍したモデルを作成し、併せて検討する。入力地震動は、レベル2 の告示スペクトルをターゲットとして、1968 年十勝沖地震の八戸港湾における観測記録(EW 成分)の位相特性、1995 年兵庫県南部地震の JMA 神戸における観測記録(EW 成分)の位相特性、ランダム位相特性+日本建築センターによる経時特性をそれぞれ与えて作成された入力波を用いる。また、それぞれの地震波の最大速度を 2 倍として用い、入力方向は桁行方向とする。

2.5 解析結果

解析結果を図 2 から図 4 に示す。図 2 には、 $V_s=200$ m/s 時の各入力地震動に対する最大応答層間変形角を各モデルで比較して示す。図 2 より、全てのモデルで 0.01 を超えているが、耐力を 1.2 倍した方が応答は小さくなっている。また、基礎固定モデルに比べて相互作用効果を考慮したモデルの方が応答は小さくなっている。(SR モデルと滑り考慮モデルの応答値はほぼ重なっている)図 3 には、基礎固定モデルに対する SR モデルと滑り考慮したモデルの 1 階における塑性率の比を地盤の V_s 毎に示している。図 3 より、地盤が柔らかくなるほど、相互作用効果が大きく、建物応答値が低減していることが分かる。また、SR モデルと滑り考慮モデルを比較すると、建物の耐力を 1.2 倍した方で、若干滑り考慮モデルの応答値が小さくなっているが、差は殆どないと言える。これは図 4 に示す、神戸位相入力時の

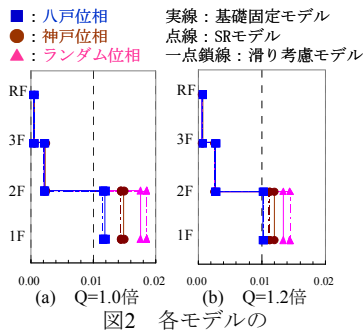


図2 各モデルの

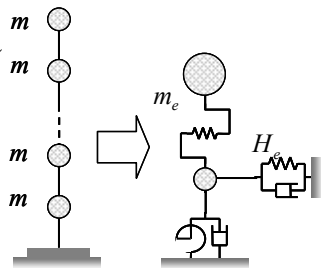


図5 解析モデル

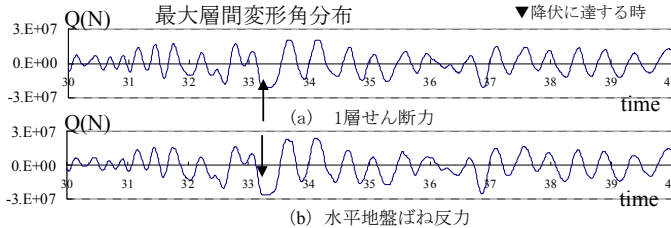


図4 神戸位相入力時の各部の応答波形

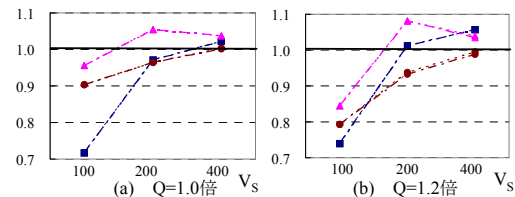


図3 SRモデル、基礎滑り考慮モデルの基礎固定モデルに対する塑性率の比

基礎と1階のせん断応力の時刻歴応答波形より建物耐力が小さい場合は、基礎が滑る前、もしくは滑ると同時に建物の塑性化が進展しているためと考えられる。つまり、基礎が滑ることにより建物応答値が低減するためには、建物のせん断耐力が十分大きくなければならない。

2.6 浮き上がり現象に関する感度解析

本節では、基礎幅と建物高さのアスペクト比(L/H_e)をパラメータとし、建物が、どれ程の地震応答で浮き上がるかを数値解析と浮き上がり判定の理論式により検討する。本検討では地盤反力を一様と仮定し、浮き上がりの判定は(4)式で表せる⁵⁾。よって応答加速度 α について解くと、(5)式となる。

$$\eta = \frac{e}{L} = \frac{M}{LQ} = \frac{m_e \alpha H_e}{L m_e g} = \frac{\alpha H_e}{L g} > \frac{1}{6} \quad (4) \quad \alpha > \frac{Lg}{6H_e} \quad (5)$$

ここで、 η は偏心率、 M 、 Q は基礎に掛かるモーメントと鉛直力を示し、 H_e 、 L 、 m_e は建物の等価高さ、基礎幅、等価質量を示す。(5)式より、浮き上がりは建物アスペクト比と応答加速度のみから判定できることがわかる。そこで解析モデルは、図 5 に示す等価 1 質点系の弾性体の SR モデルとし、解析ケースは、図 6 に示す 40 ケースとする。表中の数値はアスペクト比(L/H_e)を示す。各階階高は 3.5m、単位質量は $1t/m^2$ 、1 次固有周期は $0.07 \times$ 階数、 $V_s=200$ m/s、モード形は逆三角形として等価質量、等価高さを算定する。地盤ばねは薄層要素法を用いて算出し、剛性はインピーダンスの準静的値(0.1Hz)、減衰係数は Rocking モードの卓越振動数における値を用い、加振波はその振動数の定常波を用い、最大加速度 100gal に基準化して加振する。

2.7 解析結果

図 7 に各解析ケースのアスペクト比と最大応答加速度の関係を示す。図 7 より、基礎幅が狭く、高さが高い建物ほど、建物応答が励起しやすいことがわかる。これは、ペンシル型の建物ほど、回転成分が卓越する傾向があるためと考えられる。また、図中の赤線は(5)式を示しており、線より上にプロットされたものは理論上浮き上がると判断する。その結果、アスペクト比が小さい建物程応答が大きく、浮き上がりが生じやすいことがわかる。しかし、この理論式はあくまでも基礎にかかるモーメントを、建物に生じる応答加速度から換算しているもので、アスペクト比が大きくなると(6)式に示すように完全に一致するものではない。

$$\eta = \frac{M}{m_e g L} \cong \frac{m_e \alpha H_e}{m_e g L} \quad (6)$$

	L 600m ²	L 600m ²	L 600m ²	L 600m ²	L 600m ²
	10m×60m	15m×40m	24.5m×24.5m	40m×15m	60m×10m
3F	7.35	4.9	3	1.84	1.22
4F	5.71	3.81	2.33	1.43	0.95
5F	4.68	3.12	1.91	1.17	0.78
6F	3.96	2.64	1.62	0.99	0.66
7F	3.43	2.29	1.4	0.86	0.57
8F	3.03	2.02	1.24	0.76	0.5
9F	2.71	1.8	1.11	0.68	0.45
10F	2.45	1.63	1	0.61	0.41

図6 解析ケースとアスペクト比の一覧

基礎にかかるモーメントと、慣性力から算出されるモーメントの比($m\alpha H_e/M$)をとり、各モデルのアスペクト比ごとにプロットしたものを図8に示す。図より、アスペクト比が3を超えると基礎にかかるモーメントの過大評価となっている。この結果は、アスペクト比が大きくなると、回転成分だけでなく、水平成分が卓越するためだと考えられる。すなわち、図8の赤線以内の範囲では、(5)式を用いた判定が適用でき、アスペクト比が大きくなると図8に対応した係数で除して応答加速度を低減することで、判定に使用することが可能であると考えられる。

3. 連成現象を評価可能な地震応答解析手法の構築

3.1 連成現象の概説

本論で述べる連成現象とは、浮き上がりが生じることにより引き起こされる現象のことである。例えば、基礎が短辺方向に h だけ浮き上がったと仮定する。それにより、直行方向の接地基礎幅が減少し、基礎の接地面積が減少する。基礎幅、面積の減少は、地盤ばねのインピーダンスが変化することを示唆している。さらに、建物重心と基礎の剛心に $1/2h$ ズレが生じることにより、平面的な振れ挙動を起こす可能性がある。強震時の建物応答性状を正確に捉えるためには、上記のような浮き上がりにより生じる他の接触非線形問題を評価する必要があると考える。

3.2 連成地盤ばねの作成

3.1節で示した現象を地震応答解析で考慮するために、連成現象を評価可能な地盤ばねを作成する。作成する地盤ばねは、水平を2方向と上下の3方向と、各方向に関する回転成分も考慮した、合わせて6方向の成分を検討可能な地盤ばねとする。図9に地盤ばねの概念図を示す。基礎浮き上がりにより、地盤ばねのインピーダンスが逐次変化するため、それを毎回厳密解により求めることは困難である。

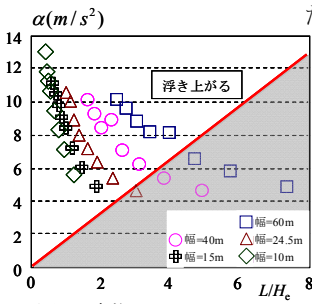


図7 建物アスペクト比と応答加速度の関係

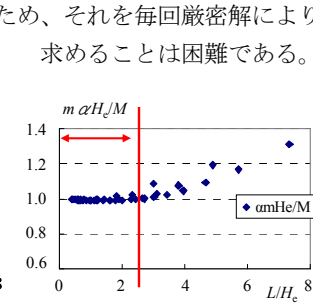


図8 解析によるMと式によるMの比とアスペクト比の関係

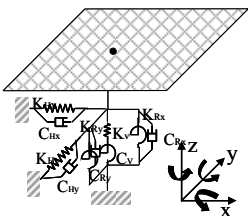


図9 地盤ばねの概念図

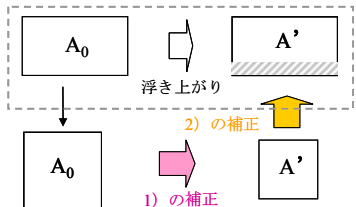


図10 解析の流れ

表2 1)の解析ケース(正方形)

基礎幅比	1	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1
基礎形状	30×30	27×27	24×24	21×21	18×18	15×15	12×12	9×9	6×6	3×3

表3 2)の解析ケース(長方形)

アスペクト比	1:1	1:1.44	1:2.25	1:2.78	1:4	1:6.25	1:9
基礎形状	30×30	36×25	45×20	50×18	60×15	75×12	90×10

しかし、浮き上がり幅は(4)式の偏心率から算出できる⁵⁾ため、浮き上がり幅によるインピーダンス変化率を回帰することができれば、時刻歴応答計算内でステップ毎の各方向のインピーダンスを用意に評価することが可能となる。

また振れ挙動については、逐次、基礎剛心の移動量分、ばねの剛域を伸ばすことで考慮する。

そこで、基礎幅・面積の変化量による地盤ばねのインピーダンスの変化量を、薄層要素法を用いて評価し、回帰式を作成する。解析の流れを図10に示す。

- 1) 浮き上がり前の基礎面積と等価な正方形基礎に置換し、そこから浮き上がり後の基礎面積と等価な正方形基礎へと面積を変化させ、インピーダンスを補正する。基礎幅の比を1.0から0.1まで10ケース用意する。
- 2) 補正した正方形基礎から、面積等価で、浮き上がり後の基礎へとアスペクト比を変化させ、インピーダンスを補正する。アスペクト比を1:1から1:9まで7ケース用意し、解析を行う。

このように、面積とアスペクト比の2段階補正を行うことで浮き上がり後のインピーダンスの変化を捉える。この時、 V_s を150m/s、密度 ρ を1.5 t/m³、ポアソン比を0.45とした。1)の解析ケースを表2に示し、2)の解析ケースを表3に示す。1)、2)の解析によって得られた各ケースのインピーダンスを、初期の正方形基礎の値(剛性は0.1Hz、減衰係数は2.0Hzの値)で基準化し、その変化における回帰式を作成する。1)の解析結果を図11に示し、2)の解析結果の剛性を図12、減衰係数を図13に示す。図中、K11等は1の方向に加振した場合の1の方向のインピーダンスを示している。また、図11では正方形基礎のインピーダンスを示すため、水平、回転は1方向のみの結果を示している。

図11(a)より、水平、上下方向の剛性は基礎幅に比例し、回転、振れ方向の剛性は基礎幅の3乗に比例して低減することがわかる。また、(b)より水平、上下の減衰係数は基礎幅の2乗、つまり面積に比例している。これらは理論式⁶⁾からも明らかである。回転、振れ方向の減衰係数も基礎

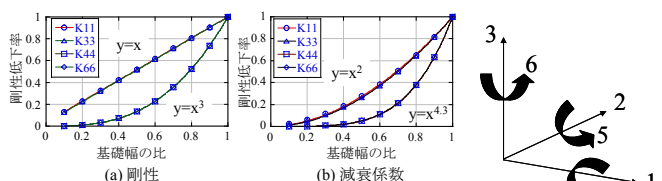


図11 正方形基礎の基礎幅比とインピーダンス変化

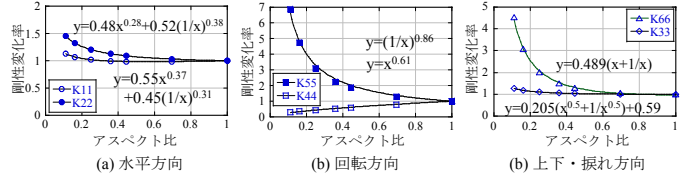


図12 長方形基礎のアスペクト比と剛性変化

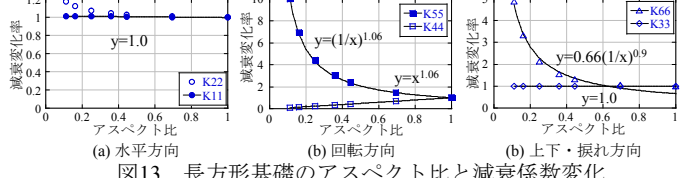


図13 長方形基礎のアスペクト比と減衰係数変化

幅の累乗で回帰出来ている。2)の解析結果は、図12(a)より水平方向の剛性は基礎が狭まる効果(x)と広がる効果(1/x)が影響しており、アスペクト比が小さくなると剛性は大きくなる。同図(b)より、K44はアスペクト比が小さくなる程小さく、逆にK55は大きくなる。(c)より上下、振れについては、増加している。ここで、振れ剛性の回帰式は、長方形の振れを数式的に導いた場合と一致する。

図13より、水平、上下の減衰係数は、アスペクト比に関わらず面積に比例すると考えられる。K22については、アスペクト比が0.2以下になると1~2割程度増加するが、本論では一定とみなす。回転方向は、剛性と同様、累乗で回帰した。また同図(c)より、振れに関しては回帰がうまくできていない。アスペクト比が0.6以上のときは、減衰にほとんど変化が見られないため、0.6以下の場合のみ得られた回帰式を適用し、0.6以上では1とする。1)、2)の解析により求めた、各方向のインピーダンス変化率の回帰式を表4に示す。表中、 α 、 β は浮き上がりによるそれぞれの基礎幅の低減率を示し、 λ は基礎幅のアスペクト比を示す。

これらの結果より、正方形基礎の剛性は既に理論式が存在するため、本解析で示したアスペクト比による補正値の回帰式より、任意の基礎形状の地盤ばねのインピーダンスを、解析することなく評価可能となった。

4. 達成現象に関する感度解析

4.1 解析概要

3節で作成した地盤ばねを付加して応答解析を行い、達成現象が生じ建物の応答低減効果に繋がるかを検討する。

本解析では等価1質点系せん断型モデルを採用し、例として小学校建物や事務所ビルを模擬した3階建て建物を解

表4 作成したインピーダンス変化の回帰式一覧

剛性	K11	$\gamma = \sqrt{\alpha\beta} \times (0.55\lambda^{0.37} + 0.45\lambda^{-0.31})$
	K22	$\gamma = \sqrt{\alpha\beta} \times (0.48\lambda^{0.28} + 0.52\lambda^{-0.38})$
	K33	$\gamma = \sqrt{\alpha\beta} \times \{0.205(\sqrt{\lambda} + 1/\sqrt{\lambda}) + 0.59\}$
	K44	$\gamma = \sqrt{\alpha\beta^3} \times \lambda^{0.61}$
	K55	$\gamma = \sqrt{\alpha\beta^3} \times \lambda^{-0.86}$
	K66	$\gamma = \sqrt{\alpha\beta^3} \times 0.49(\lambda + 1/\lambda)$
減衰	K11	$\gamma = \sqrt{\alpha\beta^2}$
	K22	$\gamma = \sqrt{\alpha\beta^2}$
	K33	$\gamma = \sqrt{\alpha\beta^2}$
	K44	$\gamma = \sqrt{\alpha\beta^{4.35}} \times \lambda^{1.06}$
	K55	$\gamma = \sqrt{\alpha\beta^{4.35}} \times \lambda^{-1.05}$
	K66	$\gamma = \sqrt{\alpha\beta^{4.3}} \times 0.66\lambda^{-0.9}$ (ただし、 $\lambda > 0.6$)

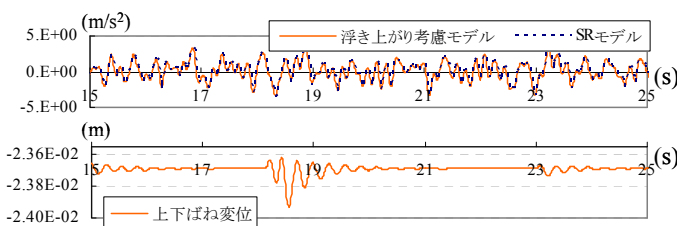


図14 random波入力時の各モデルの頂部水平加速度波形と浮き上がりモデルの頂部上下ばね変位

析対象とする。基礎形状は10x10と60x10の2ケースとし、入力地震動は2.5節で用いたランダム波と神戸波のNS,EW成分をそれぞれ用いる。ランダム波は同じ地震波を2方向に入力する。また、浮き上がりの効果を見るため、SRモデルと浮き上がり考慮モデルの2ケースを用いて検討する。

4.2 解析結果

図14に各モデルのランダム波入力時の建物頂部の水平加速度波形と浮き上がりモデルの上下ばね変位を示す。図の上下ばねより、浮き上がりが生じているにも関わらず、浮き上がりモデルの応答はSRモデルと変わっていない。図15に各基礎モデルにおける浮き上がりモデルの、SRモデルに対する最大加速度と最大層間変形角の比を示す。図より、両ケースともそれぞれの応答値の差は5%以内にあり、浮き上がりによる応答低減は見られない。

5. まとめ

強震時の建物応答性状を明らかにするため、地盤-基礎-建物の非線形動的相互作用効果を中心に、建物応答に影響を与えると考えられる諸要因について、その影響を明らかにした。以下に示す。

- (1) 建物の降伏耐力が、地盤の摩擦係数を上回り、かつ大きいほど、建物応答低減効果が大きい。
- (2) 基礎浮き上がりは、地盤反力を一様と仮定した場合の理論式を用いて、アスペクト比がある値以下の範囲で、建物の高さ、加振方向の基礎幅、応答加速度から判定が可能である。
- (3) 浮き上がりによる地盤ばねのインピーダンス変化を解析的に評価し、回帰式を作成した。それにより、解析をすることなく、任意な基礎形状の各方向のインピーダンスを評価可能となった。
- (4) 浮き上がりによる地盤ばねのインピーダンス変化を逐次評価した応答解析が可能となり、例として3階建て建物の浮き上がりを評価した。しかし、浮き上がりによる建物の応答低減効果にはつながらなかった。

参考文献

- 1) 林 康裕: 直接基礎構造物の基礎浮上りによる地震被害低減効果、日本建築学会構造系論文集、No.485、pp.53-62、1996
- 2) 壁谷澤寿一 他: 実大3層鉄筋コンクリート建物の振動実験、日本建築学会構造系論文集、No.632、pp.1833-1840、2008
- 3) 林 康裕 他: 浮上りとすべりを考慮した非線形FEM地震応答解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造、pp.763-764、1985.10
- 4) 畑中宗憲 他: 砂質地盤の内部摩擦角 ϕ_d と正規化された標準貫入試験のN値(N₁)の関係、土と基礎47(8)、5-8、1999.
- 5) 大崎順彦: 建築基礎構造
- 6) 日本建築学会: 建物と地盤の動的相互作用効果を考慮した応答解析と耐震設計

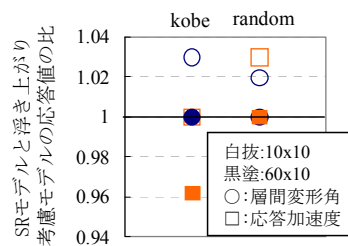


図15 各地震波による、SRモデルと浮き上がり考慮モデルの応答値の比較