

直接基礎の壁式 RC 造建物を対象とした SR モデルによる動的相互作用効果の検討
(その1 線形モデルによる検討)

壁式鉄筋コンクリート造 時刻歴応答解析
相互作用効果

準会員 ○田中 健太郎*1 正会員 秋田 知芳*2
正会員 稲井 栄一*3

1. はじめに

高度経済成長期に大量生産された壁式 RC 造建物は耐震性能に優れている建物であり地震時の被害が少ない。例として東北地方太平洋沖地震では全体の 97.9%にあたる 479棟が無被害または軽微に該当し、中破及び大破の建物は存在していない¹⁾。

壁式 RC 造建物の耐震性の高さに寄与する要素の 1 つとして建物と地盤の相互作用効果があると考えられている。地震が発生すると地震動は地盤を伝わり建物に入力され、建物が振動すると同時に建物の揺れが支持地盤に伝わり逸散していく。この現象が建物と地盤の相互作用効果である。一般に相互作用効果は剛性が高い建物ほど顕著に現れるとされており、壁式 RC 造は剛性の高い建物の代表例であるが、どの程度の応答低減が見込めるかは定かではない。これまで建物と地盤の相互作用効果についての研究は多く行われてきたが^{例えぼ²⁾}、壁式 RC 造建物に着目した研究例は少ない^{例えぼ³⁾}。本研究は壁式 RC 造建物の相互作用効果による地震時応答の低減について基本的な性状を検討することを目的とする。具体的には複数の地盤で、地盤を考慮した場合としてない場合での変位の違い、梁間方向・桁行方向の変位の違いについて調べた。

2. 検討方法

3 階建て鉄筋コンクリート建物を想定した 1 質点系の基礎固定モデルと SR モデルを作成し、時刻歴応答解析を行った。はじめに、スウェイばね剛性、ロッキングばね剛性、建物周期を変更した場合に、相互作用効果による応答低減がどの程度生じるかを検討するための解析を実施した。次に支持地盤の違いによる相互作用効果の違いを検討するため実際の 4 つの地盤データより各種係数を求めて解析した。以下に詳細な検討方法を流れに沿って説明する。

3. ばね剛性を変えた解析の概要

1 質点系の基礎固定モデルは桁行方向 7m、梁間方向 33m、高さ 7.8m の 3 階建て壁式鉄筋コンクリート造建物を想定し高さ及び質量を決定した。弾性 1 次固有周期は梁間方向 0.075s、桁行方向 0.15s とし、これにスウェイばね及びロッキングばねをつけることで SR モデルとしている。図 1 にモデル化及び解析時に必要な諸数値と各変位の定義を示す。建物質量は 12kN/m^2 として計算し、基礎部分 282.8t、建物部分 857.14t、回転慣性質量 J_s は基礎部分 $1170\text{t}\cdot\text{m}^2$ 、建物部分 $3514\text{t}\cdot\text{m}^2$ 、建物剛性 K_s は $6.30 \times 10^6\text{kN/m}$ となった。建物の等価粘性減衰定数は 0.03 とした⁴⁾。なお本研

究ではスウェイばね、ロッキングばね、建物剛性はすべて線形としている。

スウェイばね、ロッキングばねの剛性及び減衰は表 1 の地盤データ⁵⁾をもとにコーンモデルによる考え方にに基づき算定した。この 2 種地盤の卓越周期は 0.52s であった。加えてスウェイ固有周期 T_{sw} 、ロッキング固有周期 T_{ro} 、建物-基礎-地盤の相互作用を考慮した建物の等価周期(連成系周期) T_e 、連成系周期における建物の等価粘性減衰定数 h_b 、連成系周期におけるスウェイ変位に対応する等価粘性減衰定数 h_{sw} 、連成系周期におけるロッキング変位に対応する等価粘性減衰定数 h_{ro} 、建物-基礎-地盤の相互作用を考慮した建物全体の等価粘性減衰定数 h も同地盤データより算定した。算定時に用いた式については文献^{4), 6)}を参照されたい。

モデルの諸数値の計算結果を表 2 に示す。ここでは相互作用効果が生じやすいとされている梁間方向を対象とした。またそのモデルを基本モデルとしてスウェイばね剛性の異なる 2 種類のモデル、ロッキングばね剛性の異なる 2 種類のモデル、周期の異なる 2 種類のモデルの計 7 モデルを用意した。周期の異なる 2 モデルについては建物剛性 K_s から再計算し、周期を 2 倍にしたモデル ($T_b=0.15\text{s}$) では K_s の値は $1.53 \times 10^6\text{kN/m}$ 、周期を 0.5 倍にしたモデル ($T_b=0.038\text{s}$) では K_s の値は $3.00 \times 10^7\text{kN/m}$ となった。表 3 は各モデルの一覧である。

本解析での入力地震動は EL Centro 波、八戸波、神戸波、乱数波の告示波を用いた。図 2 に本研究で使用した告示波のスペクトルを示す。告示波には 1 種地盤用、2 種地盤用、3 種地盤用があり、表層地盤での増幅率 G_s は、限耐法告示に示されている計算法により地盤種別ごとに設定されている。

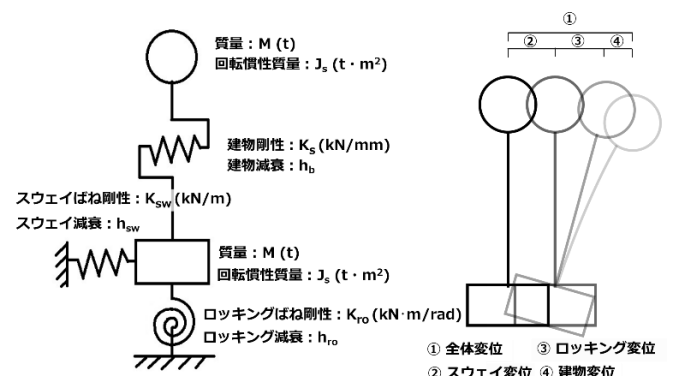


図 1 モデル化及び解析に必要な諸数値と各変位の定義

表1 地盤データ

層番号	上端深度 (m)	層厚 (m)	密度 ρ (t/m ³)	初期S波速度 V_s (m/s)	せん断剛性 G_0 (kN/m ²)	低減率 G/G_0	等価せん断剛性 G (kN/m ²)	減衰定数 h	ポアソン比
1	0	4.5	1.8	90	14580	0.573	8360	0.055	0.499
2	-4.5	5.5	1.8	90	14580	0.573	8360	0.055	0.499
3	-10	7.0	1.8	210	79380	0.506	40177	0.055	0.495
4	-17	1.5	1.7	150	38250	0.361	13801	0.055	0.498
5	-18.5	6.5	1.8	260	121680	0.655	79758	0.055	0.491
6	-25		1.8	390	273780	1.000	273780	0.055	0.472

表2 基本モデルの諸数値

$K_{sw}(\times 10^3 \text{kN/m})$	4.33	$K_{ro}(\times 10^7 \text{kN} \cdot \text{m/rad})$	1.67
$T_{sw}(\text{s})$	0.280	$T_{ro}(\text{s})$	0.234
$T_b(\text{s})$	0.075	$T_c(\text{s})$	0.372
h_{sw}	0.399	h_{sw}'	0.284
h_{ro}	0.239	h_{ro}'	0.150
h_b	0.030	h_b'	0.006
h	0.220		

表3 7種類のモデルの一覧

基準モデル	K_{sw}	K_{ro}	T_b
$K_{sw}2$ 倍モデル	$2K_{sw}$	K_{ro}	T_b
$K_{sw}0.5$ 倍モデル	$0.5K_{sw}$	K_{ro}	T_b
$K_{ro}2$ 倍モデル	K_{sw}	$2K_{ro}$	T_b
$K_{ro}0.5$ 倍モデル	K_{sw}	$0.5K_{ro}$	T_b
T_b2 倍モデル	K_{sw}	K_{ro}	$2T_b$
$T_b0.5$ 倍モデル	K_{sw}	K_{ro}	$0.5T_b$

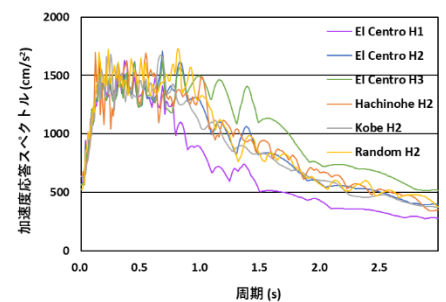


図2 地震動のスペクトル

4. ばね剛性を変えた解析の解析結果

図3は各モデルの建物変位を示している。建物周期が異なるモデルは比較対象とする基礎固定モデルが異なるため、図3ではさらに2つの基礎固定モデルが加わり9モデルとなっている。4つの地震波による建物変位の傾向の違いはほとんどなく、SRモデルの建物変位はいずれの周期でも基礎固定モデルの建物変位よりも小さくなっている。建物周期が長いほどスウェイ・ロッキング効果が顕著に現れており、SRモデルの建物変位は周期を2倍にしたモデルにおいて基礎固定モデルの50%程度、基準モデルにおいて基礎固定モデルの65%程度、周期が0.5倍のモデルにおいて基礎固定モデルの80%程度となった。スウェイ・ロッキングばね剛性を変えた4種類のモデルでは建物変位に大きな差は見られなかった。周期を2倍としたモデル以外では層間変形角が1/4000以下の非常に小さな値となっているが、これは建物剛性を梁間方向の弾性一次固有周期(0.075s)で算定し、ばねを線形としているためである。

図4及び図5は全体変位について示しており、図4では全体変位における各変位の絶対的な量について、図5では全体変位における各変位の相対的な割合について示している。図4、図5でも4つの地震波による傾向の違いはほとんど見られなかった。図4に着目すると建物周期を変更してもスウェイ変位及びロッキング変位はほとんど変わっていないこと

がわかる。また、スウェイばね剛性、ロッキングばね剛性が小さいモデルはスウェイ変位、ロッキング変位がそれぞれ大きくなるため、他のモデルに比べて全体変位は大きくなっている。同様の理由でスウェイばね剛性、ロッキングばね剛性が大きいモデルは、スウェイばね変位、ロッキングばね変位がそれぞれ小さくなり、他のモデルよりも全体変位が小さくなった。

図5では建物周期を2倍にしたモデルを除く全てのモデルでスウェイ変位とロッキング変位が占める割合が90%を超えた。建物周期を2倍にしたモデルでもその割合は85%程度であり、全体変位の大部分はスウェイ・ロッキング変位である。また、スウェイばね剛性を2倍にしたモデルはスウェイ変位が約40%、ロッキング変位が約55%、建物変位が約5%であった。この比率はロッキングばね剛性を0.5倍にしたモデルとほぼ一致している。ロッキングばね剛性を2倍にしたモデルはスウェイ変位が約70%、ロッキング変位が約25%、建物変位が約5%となり、スウェイばね剛性を0.5倍にしたモデルと同様の傾向を示した。基準モデルと建物周期を変更したモデルでは、建物変位の占める割合において違いが見られた。建物周期が長いモデルでは建物変位は全体変位の10~15%を占めており、他の6モデルと比較してかなり大きな割合となっている。一方で、建物周期が短いモデルの建物変位は全体変位の1%未満であった。

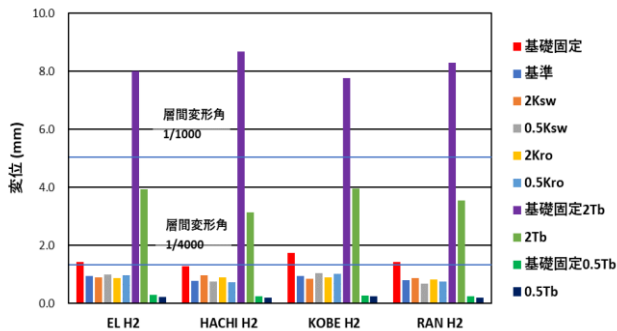


図3 各モデルの建物変位

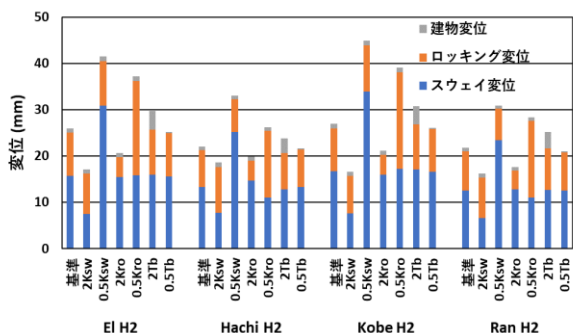


図4 各モデルの全体変位

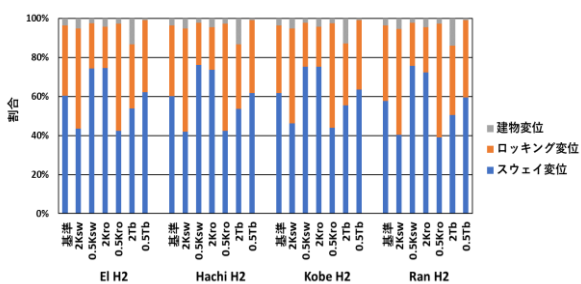


図5 各モデルの変位の割合

5. 異なる地盤による解析の概要

解析対象とした壁式RC造建物及び解析方法は3章と同様である。本解析で使用した4種類の地盤データを表4~7に示す。地盤は文献⁹⁾より参照し、地盤1は1種地盤、地盤2,3は2種地盤、地盤4は3種地盤である。卓越周期は地盤1が0.22s、地盤2が0.52s、地盤3が0.70s、地盤4が1.26sである。表4~7の地盤データからせん断剛性及びせん断剛性の低減率を計算¹⁰⁾したのち、3章と同様にスウェイばね、ロッキングばね、建物の剛性や連成系周期、減衰係数等について算出した。諸数値の計算結果を表8に示す。4章の結果(図3~5)と同様に、地震波を変えても解析結果は概ね同じ傾向を示したため、今回の解析では地震波はEl Centro波のみとし、図2に示す各地盤に対応する地震動(EL Centro H1、EL Centro H2、EL Centro H3)で解析を行った。

表4 地盤1データ

	深度 D (m)	層厚 H (m)	密度 P (t/m ³)	S波速度 V _s (m/s)	P波速度 V _p (m/s)	土質
1	3.2	3.2	1.7	130	320	砂質土
2	5.7	2.5	1.8	340	720	砂質土
3	10.0	4.3	1.7	280	720	粘性土
4	17.6	7.6	1.9	380	1980	砂質土
工学的基盤			2.1	510	1980	

表5 地盤2データ

	D	H	P	V _s	V _p	土質
1	4.5	4.5	1.8	90	1360	粘性土
2	10.0	5.5	1.6	150	1560	砂質土
3	17.0	7.0	1.8	210	1560	砂質土
4	18.5	1.5	1.7	150	1560	粘性土
5	25.0	6.5	1.8	260	1560	砂質土
工学的基盤			1.8	390	1700	

表6 地盤3データ

	D	H	P	V _s	V _p	土質
1	17.7	17.7	1.8	130	1410	粘性土
2	28.5	10.8	1.9	250	1550	砂質土
3	36.1	7.6	1.9	360	1650	砂質土
工学的基盤			1.9	430	1650	

表7 地盤4データ

	D	H	P	V _s	V _p	土質
1	6.3	6.3	1.6	90	1420	粘性土
2	14.0	7.7	1.8	120	1470	砂質土
3	31.3	17.3	1.8	120	1380	粘性土
4	46.5	15.2	1.7	200	1510	粘性土
工学的基盤			1.9	350	1630	

表8 異なる地盤のモデルの諸数値

	地盤1		地盤2		地盤3		地盤4	
	梁間	桁行	梁間	桁行	梁間	桁行	梁間	桁行
K _{sw} (×10 ³ kN/m)	13.9	13.9	5.50	5.50	9.98	9.98	4.16	4.16
K _{rot} (×10 ³ kN・m/rad)	3.49	40.3	1.86	17.7	3.41	31.2	1.48	13.2
T _{sw} (s)	0.156	0.156	0.248	0.248	0.184	0.184	0.285	0.285
T _{ro} (s)	0.162	0.048	0.222	0.072	0.164	0.054	0.249	0.083
T _b (s)	0.075	0.150	0.075	0.150	0.075	0.150	0.075	0.150
T _c (s)	0.237	0.222	0.341	0.299	0.258	0.244	0.386	0.333
h _{sw}	0.076	0.071	0.412	0.361	0.420	0.397	0.406	0.350
h _{sw} '	0.050	0.046	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300
h _{ro}	0.055	0.174	0.231	0.622	0.236	0.675	0.233	0.599
h _{ro} '	0.037	0.034	0.150	0.150	0.150	0.150	0.150	0.150
h _b	0.030	0.030	0.030	0.030	0.030	0.030	0.030	0.030
h _b '	0.009	0.020	0.007	0.015	0.009	0.018	0.006	0.014
h	0.040	0.034	0.222	0.219	0.215	0.186	0.227	0.232

6. 異なる地盤による解析の解析結果

図6は梁間方向の建物変位の解析結果、図7は桁行方向の建物変位の解析結果を示している。図8は梁間方向、桁行方向に分けて地盤1~4の各変位の割合を示している。梁間方向の地盤1を除きすべてのモデルでSRモデルの建物変位が基礎固定モデルの変位よりも小さくなった。基礎固定モデルとSRモデルの建物変位の差は桁行方向のほうが大きく、特に建物モデルの桁行方向の地盤2、3、4における建物変位は基礎固定モデルの建物変位の半分以下であった。図8の各変位の割合では梁間方向と桁行方向で大きく差があった。梁間方向では建物変位が全体の5~10%、ロッキング変位が全体の35~45%となったが、桁行方向では建物変位が占める割合は大きく全体の20~55%、ロッキング変位が全体の5%以下となった。

梁間方向のSRモデルの建物変位が基礎固定モデルの建物変位より大きくなった要因として、逸散減衰効果及び加速度応答スペクトルの増大が考えられる。一般に連成系周期が地盤卓越周期より短い場合、逸散減衰によって地震動は低減される。今回の解析では地盤1においてのみ連成系周期が地盤卓越周期よりも長くなったため逸散減衰がなく、減衰定数 h が3~4%となっている(表8)。さらに、対象建物の梁間方向の建物周期は0.075sと短く、ばねも線形としているため基礎固定モデルは図2の加速度応答スペクトルの増加する範囲にあるが、SRモデルの連成系周期が0.237sになった結果、加速度一定の領域に入ったために、建物変位が大きくなったと考えられる。

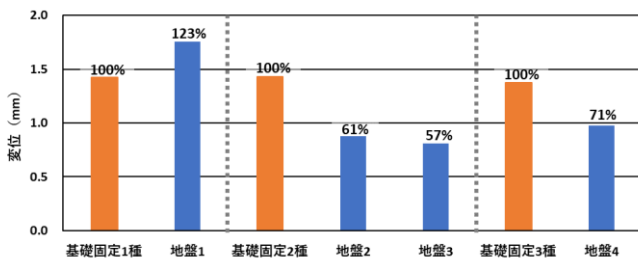


図6 各モデルの建物変位の比較 (梁間方向)

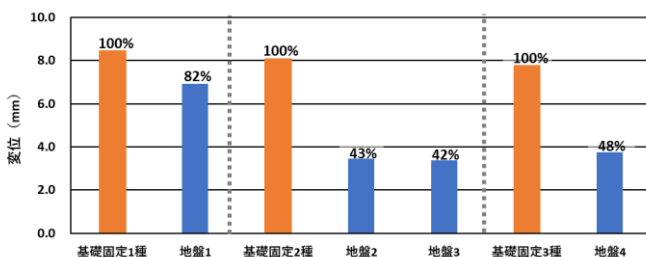


図7 各モデルの建物変位の比較 (桁行方向)

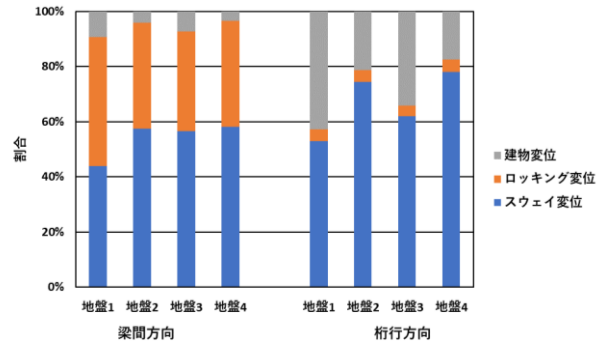


図8 各モデルの各変位の割合

7. まとめ

本研究では直接基礎の壁式RC造建物を対象として線形の1質点系の基礎固定モデル及びSRモデルを作成し、時刻歴応答解析を行い、以下の知見が得られた。

- 1) 動的相互作用効果を考慮した場合の建物変位は、考慮しなかった場合の建物変位に比べ小さくなった。
- 2) 地盤の逸散減衰がない場合には、相互作用による応答低減は小さく、梁間方向で建物周期が短い場合には、応答が増大する場合がある。
- 3) 柔らかい地盤の方が硬い地盤に比べ相互作用による応答低減が大きかった。

本研究では、ばねを全て線形としたモデルにより壁式RC造建物の相互作用効果による地震時応答の低減について基本的な性状を把握した。ばねを非線形としたモデルの解析や地盤の応答解析に基づく地震動の設定を行って、より詳細な検討を行うことが今後の課題である。

参考文献

- 1) 時田伸二、井上芳生、稲井栄一、飯塚正義、佐々木隆浩、勅使川原正臣：2011年東北地方太平洋沖地震におけるRC系壁式構造建物の地震被害(その1) 仙台市内公共賃貸住宅の調査、日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)、pp.1011-1012、2012年9月
- 2) 岡野創、小豆畑達哉、井上波彦、飯場正紀、鹿嶋俊英、酒向裕司：観測記録から推測される地盤一構造物の動的相互作用による建物応答低減反応、日本建築学会構造系論文集、第79巻、第696号、pp.237-246、2014年2月
- 3) 太田行孝、中埜良昭、山内成人、田子茂、高橋愛、太田勤：常時微動測定による静岡県営壁式鉄筋コンクリート造共同住宅の動的振動性状評価、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)、pp.815-816、2005年9月
- 4) 国土交通省住宅局建築指導課他：2001年版限界耐力計算法の計算例とその解説、pp.217-248、平成13年3月
- 5) 日本建築学会：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、p.66、p.225、2006年2月
- 6) 柴田明德：耐震構造解析、森北出版、p.265、2001年3月
- 7) 日本建築学会：建築基礎設計・施工のための地盤評価と活用、日本建築学会大会(北海道)、構造部門(基礎構造)、パネルディスカッション資料、pp.13-21

*1 山口大学工学部感性デザイン工学科 学部生

*2 山口大学大学院創成科学研究科講師 博士(工学)

*3 山口大学大学院創成科学研究科教授 博士(工学)

Student, Dept. of Perceptual Sciences and Design Eng., Faculty of Eng., Yamaguchi Univ.

Lecturer, Graduate School of Sciences and Technology for Innovation, Yamaguchi Univ., Dr. Eng.

Prof, Graduate School of Sciences and Technology for Innovation, Yamaguchi Univ., Dr. Eng.