1995年兵庫県南部地震における基礎有効入力動に関する考察

EXAMINATION ON EFFECTIVE INPUT MOTION TO STRUCTURES IN HEAVILY DAMAGED ZONE IN THE 1995 HYOGO-KEN NANBU EARTHQUAKE

安井 譲^{*1}, 井口道雄^{*2}, 赤木久真^{*3}, 林 康裕^{*4}, 中村 充^{*5}

*Yuzuru YASUI, Michio IGUCHI, Hisanobu AKAGI,
Yasuhiro HAYASHI and Mitsuru NAKAMURA*

There are a few stations in which strong earthquake motions were recorded simultaneously at structural foundations and on surface of the ground in the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake. Comparing the maximum accelerations observed at the foundations with those on the ground surface shows that the former is reduced 30%, and 10% for velocity on average. In the area considered to have experienced more severe ground motions e.g. such as larger than 400 gal corresponding to the second step threshold of the present building code of Japan, there are no simultaneous recording stations. The surface ground motions are simulated backward from the records of two structures in and near severely damaged zone using soil-structure interaction theory considering non-linearity of both structure and ground. Calculated results show similar reduction tendency to the above-mentioned observed results. It is also deduced that the reduction of peak values on the foundation to the ground surface resulted from amplification of soil layer over the bottom of the structure.

keywords *Hyogo-ken Nanbu earthquake, Soil-structure interaction, Effective input motion, Response analysis, Strong motion record*

兵庫県南部地震、相互作用、基礎有効入力動、応答解析、強震観測記録

1 はじめに

1995 年兵庫県南部地震において激震地となった神戸市域では、最大加速度 300~800gal、最大速度 50~120kine の高加速度・高速度の観測記録が得られた。これらの観測記録のうち建物内で観測された記録の最大値やスペクトルが概して地盤において観測された記録に比べて小さい傾向を示したことから、相互作用の効果による入力低減効果が注目され^{1), 2)}、建物の応答に及ぼす相互作用効果の影響に関する研究が少なからず発表されてきた。

林他³⁾は、神戸駅断面の地動の再現を試み、その妥当性を NTT 神戸駅前ビルの地下3階の記録との比較により確認した後、地下階を有する3、5、および10階建の建物の相互作用解析を行っている。その結果、上部構造物の応答はその非線形特性によって大きく影響を受けて変化するが、地下階の応答にはほとんど差が無く、同一レベルの自由地盤の応答とほぼ同じであるとみなせるとしている。また、二宮⁴⁾は、上記の駅前ビルの観測記録を2次元FEMモデルを用いてシミュレーション解析を行うとともに、建物の周辺地盤と遠方自由地盤の地震動に関する検討を行っている。

田村他⁵⁾は、13階建と11階建の2つのSRC造被災建物について埋込みを考慮した相互作用解析を行い、建物の基礎底面位置の応答と自由地盤の基礎底面位置の応答の大きさはほぼ同等とみなすことができるとし、基礎固定モデルに自由地盤の基礎底面位置

の応答波を入力することで簡易的に建物の応答を評価できるとしている。さらに、支持地盤の違いにより地盤の非線形化に起因した連成系の減衰定数の増大化傾向が異なり、建物の応答特性が変化するとしている。

栗本⁶⁾は、高層RC構造物の観測記録のシミュレーション解析を行い、剛性が高くその底面が硬質な地盤に支持された基礎を有する建物に対しては、基礎側面の表層地盤の非線形性がその応答に与える影響は小さいとしている。また、藤森他⁷⁾は同じ観測記録を用いて基礎有効入力動の低減効果について検討している。

金田他⁸⁾は、被害が小破であった地下階のあるS造8階建の建物について2次元FEM等価線形解析を行い、地下階があることにより建物への入力在地表面の地震動に対してどのように低減されるかを検討している。その結果、地表面に比べ、建物への入力は最大加速度で約16%低減され、層間変位は最大で14%低減したとしている。

半澤他⁹⁾は、比較的やわらかい地盤(地盤のS波速度が160m/s)を対象として建物の応答低減効果を検討している。その結果、建物-基礎-地盤系の1次固有周期に対するベースシア係数は、地盤ばねを考慮することによりその値が基礎固定に比べて50%減となり得るとしている。また、基礎浮上りを考慮することにより建物の応答が低減される傾向にあることが指摘されている。

^{*1} 榊大林組技術研究所振動研究室 室長・工博

^{*2} 東京理科大学理工学部建築学科 教授・工博

^{*3} 榊 NTT ファシリティーズ研究開発部 主席研究員・工博

^{*4} 清水建設㈱和泉研究室 主任研究員・工博

^{*5} 榊大林組技術研究所振動研究室 副主任研究員

General Manager, Vibration Engineering Department, Technical Research Institute, Obayashi Corporation, Dr. Eng.
Prof., Department of Architectural Engineering, Faculty of Science and Engineering, Science Univ. of Tokyo, Dr. Eng.
Executive Research Engineer, Research and Development Department, NTT Power and Building Facilities Inc., Dr. Eng.
Chief Research Engineer, Izumi Research Institute, Shimizu Corporation, Dr. Eng.
Deputy Chief Research Engineer, Vibration Engineering Department, Technical Research Institute, Obayashi Corporation

図1 構造物の位置

表1 構造物の概要

	高見フローラル ¹²⁾	南港発電所煙突 ¹³⁾	南港発電所本館 ¹⁵⁾	大阪工業大学 ¹⁶⁾	村野浄水場 ¹⁷⁾
上部構造	RCラーメン	RC造	S造	SRCラーメン	RCラーメン
基礎構造	場所打RC杭	上部:SC杭 下部:PHC杭	上部:SC杭 下部:PHC杭	場所打RC杭	場所打RC杭
建築面積	989.5 m ²	271.6	13817.0	788.0	6531.4
建屋高さ	98.2 m	200	31.0	65.65	37.7
埋込み深さ	8.3 m	6.3	4.0~12.3	5.2	14.8
杭長	22.75 m	64.5	62~70	20.3	12~16
杭径	2.3 m	0.8	0.8	1.8, 2.0	2.0
杭本数	56	273	2449	24	422
表層地盤 Vs	140~240m/s	160~350	160~350	130~150	-
支持地盤 Vs	380 m/s	340	340	320	-
固有周期 NS, EW	1.41, 1.45 sec.	1.87 (NS)	0.93 (NS)	0.83, 0.92	0.437, 0.439
地震計位置 (地表面)	GL-1.5 m	GL-0.1 m	GL-0.1 m	GL-1.5 m	GL-1.0 m
地震計位置 (基礎上)	1FL	GL±0 m	1FL	1FL	B2F (GL-10.8m)

基礎の浮上りの影響については、林¹⁰⁾により詳細な検討がなされている。この研究は、激震地に建つある建物が被害軽微であった原因を検討した結果、相互作用効果によりある程度説明がつくが、さらに基礎浮上りによる入力低減効果もあった可能性がある¹¹⁾として始められたものである。これらの検討結果によれば、地盤が硬く建物がスレンダーな場合に応答低減効果が期待されるとしている。

杭基礎を有する構造物のシミュレーション解析については、横山¹²⁾、あるいは古和田他¹³⁾の報告がある。いずれも杭支持位置の観測記録を入力する Penzien 型モデルで上部構造物の観測記録を精度よく近似できたとしている。また、宮本他¹⁴⁾は、ポートアイランドに建つ杭支持建物を対象として、入力レベルをパラメータとした地震応答解析を行っている。地震入力が大きくなり、地盤に液化化が生じると、基礎入力動のスペクトルは自由地盤地表面のものに比べて全周期帯域で大きくなることがあるとしている。

以上に述べたように構造物と地盤との相互作用に起因する入力低減効果、あるいは基礎有効入力動に関する研究が精力的に行われてきているが、地盤と建物の観測記録を直接的に比較することにより激震地域における相互作用効果の検討を試みた例は少ないと言える。そこで本論文ではまず、地表面と建物基礎で得られた強震地域における同時観測記録から大略的に相互作用効果の傾向を把握した後、続いて震度7やその近傍の激震地で得られた建物地下階の記録から自由地表面地

図2 地表面と基礎の最大加速度

図3 地表面と基礎の最大速度

動の逆算推定を行ない、激震地域における建物への入力地震動についての評価検討を行うこととした。

なお、本論文のタイトルに含まれる基礎有効入力動とは、地震時に相互作用の影響を受けた建物基礎の動きのことを言い、特に自由地盤地表面の動きと対比させる場合に用いられる。この基礎有効入力動は基礎固定の建物モデルの入力動となるものである。

2. 地表面と建物基礎での同時観測記録の比較

地盤と建物基礎とで同時観測された記録はそれほど多くはない。表1に強震地域で同時観測された構造物(建物4件と煙突1件)の概要を示した。図1にこれらの構造物の位置を示す。同図には、後述する新長田駅前市街地住宅(●^A)とNTT神戸駅前ビル(●^B)の位置も示してある。図2に基礎上の記録と地表面の記録の最大加速度を、図3に最大速度を比較して示す。これらの観測地点の地盤の測点位置はGL-0.1m~-1.5mの深さにあり、ほぼ地表面と考えてよい。一方、構造物基礎の観測点については4件が1階あるいは地表レベルである。残りの1件の観測点は地下2階(GL-10.8m)であるが、当該建物の地下室の剛性が高いため1階の動きと大きな差はないと考えられる。図2、3において、○、□および△印が、それぞれNS、EWおよびUD成分の観測値である。最大加速度値に関して、地表面に対する基礎の比率を直線で最小二乗近似するとその傾きは

図4 地表面と基礎の応答スペクトル (EW, h=5%)

ほぼ 0.7 となる。すなわち、基礎上の最大加速度値は地表面に対し 3 割低下している。一方、速度に関して同様に最大値を最小二乗近似すると 0.9 となり、加速度に比べて低減率が小さい結果となった。

図4に、図2の観測値の中でもっとも大きな加速度を記録した地点における、地表面 (GL-1.5m) と基礎¹²⁾の応答スペクトルを比較したものを示す。同図から、2 秒より短い比較的広い周期成分で基礎有効入力動の低減効果が認められる。

ところで図2、3に示された記録には震災の帯、いわゆる激震地での記録は含まれていない。そこで、次章では建物の基礎の記録から激震地の自由地表面の地動を逆算し同様な傾向が見られるかどうかを検討する。なお、図2、3の●^Aと●^Bはその逆算値による結果を示したものである。

3. 激震地での地表面地動の推定

3.1 推定手法概要

この章では、兵庫県南部地震の震災の帯内に建つ2つの建物で得られた地震観測記録を基に自由地表面地動の逆算推定を行ない、強震時における建物への入力地震動についての評価検討を行う。

建物で観測された強震記録から自由地表面の地震動を逆算する手法¹⁸⁾の概略を以下に示す。

まず、建物の基礎固定弾塑性モデルを作成し、建物基礎もしくは基礎に準ずる地下階で得られた観測地震波 $u_B(t)$ を用いて建物の弾塑性応答解析を行なう。解析の結果得られた応答を建物上部階での観測地震波と比較し、建物モデルが地震時の応答をよく再現していることを確認する。

次に、建物周辺地盤の地盤構造モデルを作成し、基礎のインピーダンス (無質量剛基礎のばねと減衰) と基礎入力動 (地表面に対する無質量剛基礎の伝達関数) を求める。解析手法は埋込を考慮できる薄層要素法^{19), 20)}をもちいる。この結果を用いて、以下に示す要領で周波数領域における解析を行なう。

基礎入力動 $u_C(t)$ 、自由地表面動 $u_F(t)$ のフーリエ変換をそれぞれ、 $U_C(\omega)$ 、 $U_F(\omega)$ とし、これらと基礎入力動 $H(\omega)$ との関係が

$$U_C(\omega) = H(\omega)U_F(\omega) \quad (1)$$

で与えられているものとする。基礎の質量を m_0 、基礎のインピーダンスを $K_H(\omega)$ とし、慣性の相互作用による変位のフーリエ変換を $U_0(\omega)$ 、上部構造物が基礎に及ぼす時刻歴せん断力 $q(t)$ のフーリエ変換を $Q(\omega)$ とすると、運動方程式は、

$$-m_0\omega^2(U_C(\omega) + U_0(\omega)) + K_H(\omega)U_0(\omega) = Q(\omega) \quad (2)$$

となる。ここに $q(t)$ は前述した建物モデルによる弾塑性応答解析における結果を用いる。

さらに、基礎上での観測波 $u_B(t)$ (ここでは建物地下階の観測波をもって代用する) のフーリエ変換 $U_B(\omega)$ は次式で表される。

$$U_B(\omega) = U_C(\omega) + U_0(\omega) \quad (3)$$

以上の関係から、 $U_F(\omega)$ は次のように求められる。

$$U_F(\omega) = \frac{1}{H(\omega)} \left\{ U_B(\omega) - \frac{Q(\omega) + m_0\omega^2 U_B(\omega)}{K_H(\omega)} \right\} \quad (4)$$

自由地表面波の時刻歴 $u_F(t)$ は $U_F(\omega)$ の逆フーリエ変換から得られる。こうして求めた $u_F(t)$ を用いて自由地盤の等価線形化解析を行い、逆算された地表面波のひずみレベルに対応する基礎のインピーダンス $K_H(\omega)$ と基礎入力動 $H(\omega)$ を再計算する。これらの $K_H(\omega)$ と $H(\omega)$ を用いて同様の方法で新たに自由地表面波を求める。この計算を、前段階の推定結果とほぼ一致するまで繰り返す。

図5に以上に述べた手法のフロー概略図を示す。この手法の特徴は、建物と地盤の双方の非線形性を考慮しながら強震記録から自由地表面動が推定できることにある。なお、この逆解析手法では Local nonlinearity の影響は考慮していない。また、以上に示した手法ではスウェイに関するインピーダンスのみを考慮しているが、以下の2つの事例においては事前にロッキングも考慮した構造物-基礎-地盤系の伝達関数を求め、ロッキングの影響が殆どないことを確認している。

3.2 新長田駅前市街地住宅

住宅・都市整備公団新長田駅前市街地住宅²¹⁾はJR新長田駅前に建つSRC造地上25階地下3階建の高層建物であり、兵庫県南部地震では気象庁により震度7と判定された激震地域に位置する。図6に建物の東西梁間方向断面と高層階平面図を示す。

兵庫県南部地震におけるこの建物の被害は、南北方向の桁行構面のほうが東西方向の梁間構面よりも大きかった。特に損傷が著しいのは住戸と中廊下間に設けられた小梁・雑壁構面であり、ほとんどの小梁が住戸出入口の開口部でせん断破壊しており、雑壁には大きなせん断ひび割れが生じていた。

図5 逆算フロー概略図

図6 新長田駅前市街地住宅の建物断面と高層階平面図

表2 観測地震波の加速度最大値 (gal)

	NS		EW		UD	
	観測結果	補間結果	観測結果	補間結果	観測結果	補間結果
2・4階	635*	956	302*	354	327	-
5階	379*	407	183	-	-	-
地下1階	315*	354	121	-	119	-

表3 地盤諸定数

深さ(m)	主な土質	初期地盤		収束地盤	
		Vs (m/sec)	密度 (ton/m ³)	Vs' (m/sec)	h' (m)
GL0-2.8	埋土	125.0	1.8	114-122	0.03-0.05
2.8-5.0	砂	210.2	1.8	200	0.04
5.0-6.8	粘土	209.7	1.8	192	0.04
6.8-10.9	砂礫	324.3	1.9	239	0.10
10.9-14.0	粘土	229.2	1.8	198	0.06
14.0-17.4	砂礫	337.0	1.9	219	0.13
17.4-21.8	凝固粘土	271.9	1.8	233-236	0.06
21.8-26.3	シルト質細砂	313.9	1.8	276	0.05
26.3-29.8	凝固粘土	278.3	1.8	233	0.07
29.8-37.0	固結粘土	296.0	1.8	250-252	0.06
37.0-40.0	礫混じり細砂	450.0	1.9	306	0.12

この建物では、建設当初に設置された地震計により地震観測が継続的に行なわれてきており²²⁾、兵庫県南部地震では、24階・5階・地下1階の3カ所で地震の記録に成功したが、この地震動は地震計が設置された時点で想定された地震動の大きさをはるかに上回っており、一部の記録はオーバースケールしてしまっている。表2に観測された時刻歴加速度波形の最大値を、スプライン関数によるオーバースケール補間結果と共にまとめて示す。表中*印を付したものはオーバースケールしていることを示す。地表面地動の逆算は、この記録の内最大値が大きい南北方向を対象として行なった。

この建物については、沢井他²¹⁾により詳細な弾塑性応答解析が行われている。本論文では、沢井他により作成された建物モデルを用いる。モデルは立体骨組モデルの静的解析に基づいて作成された質点系モデルであり、地下1階基礎固定となっている。減衰は初期剛性比例型の内部粘性減衰とし、減衰定数は1次モードに対して3%とした。このモデルの固有周期は1次モードで1.07秒であり、後述する地盤ばね

図7 弾塑性応答解析結果と観測波形の比較²¹⁾

図8 地盤の歪み依存特性

図9 基礎のインピーダンス

図10 基礎入力動

を考慮した場合の固有周期は1.08秒である。

この質点系モデルに地下1階観測波を入力し弾塑性応答解析が行なわれている²¹⁾。24階と5階の応答加速度波形を観測波と比較して図7に示す。24階・5階とも10秒付近までは解析結果は観測波とよく対応している。

次に地盤モデルの作成であるが、この建物周辺地盤の弾性波速度構造に関しては実測に基づくデータがなかったため、地盤の柱状図情報に基づきN値から推定した²³⁾。表3に地盤モデルの初期地盤物性値を示す。また、等価線形化解析に際して必要となる地盤物性値の歪み依存特性 ($G-\gamma$, $h-\gamma$ 曲線) は既往の資料²⁴⁾を基に推定した。用い

図 11 地表面推定波加速度波形

図 12 最大応答加速度分布図

た値を図 8 に示す。

このモデルを用いて、前述した手法で自由地表面地動を逆算推定した。図 9 に基礎のインピーダンスを、図 10 に基礎入力動をそれぞれ示す。図中には初期地盤に対応するもの (Step-0) と 1 回目の繰り返し時のもの (Step-1) とを示す。今回の解析では、1 回の繰り返しで結果がほぼ収束したことから 1 回目の繰り返し時の結果が最終推定時の結果になっている。表 3 には、収束時の地盤のせん断波速度 V_s' と減衰定数 h' を示してある。なお、1 次元土柱の解析は表 3 の各層を細分割してモデル化しており、収束後の定数が範囲で示されているものは細分割層ごとに値が異なっていることを示している。また、収束時の地盤の歪みレベルは、もっとも大きな層で 0.0018 (0.18%) 程度であった。

得られた自由地表面加速度波形を地下 1 階における観測波と比較して図 11 に示す。最大値で見ると、観測波 (補正波) の 354gal に対し地表面推定波では 515gal と約 45% の増加 (地表面に対し地下 1 階では約 30% の減少) になっていることがわかる。

図 12 には建物と自由地表面の最大加速度分布を示す。図中には建物における観測結果も併記して示す。自由地表面の基礎底面位置以浅の地盤の増幅が大きいこと、ならびに建物地下階の観測値は基礎底面位置の自由地表面と同程度の値を示すこと等が注目される^{3), 5)}。

次に、基礎有効入力動の低減効果について地表面高さで比較検討するため、自由地表面波と、同じ高さでの建物応答すなわち地下 1 階固定モデルに地下 1 階観測波を入力した際の 1 階応答波との比較を行なう。図 13 に、地表面推定波と 1 階応答波との波形の比較を示す。最大値で見ると、地表面推定波の 515gal に対し 1 階応答波では 398gal と約 23% の減少になっていることがわかる。最大速度の比較では、

図 13 地表面推定波と 1 階応答波の比較

図 14 応答スペクトルの比較

図 15 最大応答層せん断力

地表面推定波の 65kine に対して 1 階応答波では 58kine と、約 10% の減少となっている。これらの値を建物基礎の観測値と比較して図 2、3 に示す (●A)。図から、同時観測記録と同様な傾向を示していることが確認される。自由地表面波と 1 階応答波とを加速度応答スペクトルで比較したものを図 14 に示す。図から、1 秒前後から自由地表面と 1 階応答との差がわずかにみられ、0.4 秒程度より短周期では差が大きくなることが分かる。これは図 10 に示された基礎入力動による効果が現れているものと考えられる。

次に、前述の質点系弾塑性モデルを 1 階固定としたものに地表面推定波を入力して応答解析を行い、同じモデルに 1 階応答波を入力した結果 (地下 1 階固定モデルに地下 1 階観測波を入力したものと同一結果となる) とどのような差が生じるかを比較した。応答解析結果を層間最大応答で比較したものを図 15 に示す。図から、ラーメン構面の最大応答を見ると 6 階や 9 階ではわずかな差しか見られないが、12 階以上の差は大きく、特に 16 階や 24 階では 1 階応答波入力では降伏点に達していなかったものが、地表面推定波入力では大きく変形が進んでいることがわかる。

3.3 N T T 神戸駅前ビル

N T T 神戸駅前ビル⁴⁾は、J R 神戸駅前に位置する S R C 造地上 8 階地下 3 階建の建物である。図 16 に建物の東西方向断面と地下 3 階

図 16 NTT神戸駅前ビルの建物断面とB3F平面図

表 4 観測地震波の加速度最大値 (gal)

	NS	EW	UD
8 階	881	504	408
地下 3 階	331	154	169

表 5 地盤諸定数

深さ (m)	主な土質	初期地盤		収束地盤	
		Vs (m/sec)	密度 (ton/m ³)	Vs' (m/sec)	h' (m)
GL0-2.0	埋土	90.0	1.6	66-85	0.04-0.15
2.0-5.0	砂	130.0	1.8	46-73	0.22-0.28
5.0-10.0	砂礫	190.0	1.9	75-105	0.22-0.27
10.0-20.0	砂質	250.0	1.9	100-134	0.23-0.27
20.0-38.0	砂質	410.0	2.0	249-294	0.16-0.20
38.0-46.0	粘土	410.0	2.0	345-351	0.09-0.10
46.0-52.0	砂礫	410.0	2.0	221-228	0.22-0.23
52.0-54.0	砂礫	360.0	1.9	147	0.27
54.0-65.0	粘土	360.0	1.9	248-259	0.16-0.17

平面図を示す。

兵庫県南部地震におけるこの建物の被害は、2 階から 5 階にかけて南北方向の出入り口開口付き耐震壁がせん断破壊したほかは、耐震壁等に幅 1mm 程度の亀裂が生じた程度の軽微なものであった。

この建物では、地下 3 階と 8 階で建設当初より地震観測が継続的に行なわれてきており、兵庫県南部地震では、余震も含めて記録に成功している。表 4 に観測された時刻歴加速度波形の最大値を示す。

地表面地動の逆算は、この記録の内最大値が大きい南北方向（建物長辺方向、N309E）を対象として行なった。

弾塑性応答解析に用いた建物の質点系基礎固定モデルは、設計モデルを基に復元力特性の降伏耐力とひび割れ後剛性低下率を修正して作成した。各層の履歴特性は武田モデルとした。復元力特性の修正に当たっては、建物 8 階での絶対加速度ならびに建物地下 3 階と 8 階間の相対変形とが観測結果とよく対応するように留意した。減衰は初期剛性比例型の内部粘性減衰とし、減衰定数は 1 次モードに対して 3% とした。なお、ここで作成したモデルは、あくまで建物基礎におけるせん断力の時刻歴波形を求めることが目的であり、設計モデルを詳細に再検討してその妥当性を検討するためのものではないことに留意されたい。

図 17 弾塑性応答解析結果と観測波形の比較

図 18 地盤の歪み依存特性

図 19 基礎のインピーダンス

図 20 基礎入力動

このモデルの固有周期は 1 次モードで 0.75 秒であり、後述する地盤ばねを考慮した場合の固有周期は 0.76 秒である。

この質点系モデルに地下 3 階観測波を入力し弾塑性応答解析を行なった。8 階の応答加速度時刻歴波形を観測波と比較して図 17 に示す。13 秒以降の後揺れを除けば解析結果は観測波とよく対応していることがわかる。

地盤モデルは地震後に実施した PS 検層の結果に基づいてモデル化した。表 5 に地盤モデルの初期地盤物性値を示す。地盤物性値の歪み依存特性 ($G-\gamma$, $h-\gamma$ 曲線) については、歪み依存の修正 R-0 モデルを用いて評価した⁴⁾。図 18 に、ここで用いた地盤物性値の歪み依存特性について示す。

このモデルを用いて、前述した手法で自由地表面地動を逆算推定した。図 19 に基礎のインピーダンスを、図 20 に基礎入力動をそれぞれ示す。図中には初期地盤に対応するもの (Step-0) と収束時のもの

図 21 地表面推定波加速度波形

図 22 最大応答加速度分布図

(Step-3) とを示す。今回の解析では、収束にいたるまでに3回の繰り返しを必要とした。表5には、収束時の地盤のせん断波速度 V_s' と減衰定数 h' を示してある。なお、収束時の地盤の歪みレベルは、もっとも大きな層で 0.011 (1.1%) 程度となっており、前節における新長田駅前市街地住宅の場合の6倍程度の値を示している。

得られた自由地表面加速度波形を地下3階における観測波と比較して図21に示す。最大値で見ると、観測波の331galに対し地表面推定波では633galと約90%の増加(地表面に対し地下3階では約52%に減少)になっていることがわかる。

図21の自由地表面加速度波形を、前節で得られた新長田駅前市街地住宅での結果と比較すると、新長田の結果では建物内での観測波形と自由地表面での推定波形が比較的似た形状をしているのに対して、NTT神戸駅前ビルでの結果では、建物内観測波と自由地表面推定波とがピークの大きさや波の位相等においてかなり差が見られる結果となっている。これは、表3と表5の収束地盤定数に見られるごとく、それぞれの検討における地盤の非線形化度合の差に起因する基礎入力動(新長田については図10に、NTT神戸駅前ビルについては図20に示されている)の違いによるものと思われる。すなわち、新長田における基礎入力動は10Hz程度までの範囲において収束前後の差があまり見られない、言い換えれば地盤があまり非線形化していないのに対して、NTTの基礎入力動は地盤が強非線形領域に入ることにより2Hz以上で大きな増幅を生じていることが影響しているのではないかと考えられる。

図22には建物と自由地表面の最大加速度分布を示す。図中には建物における観測結果も併記して示す。図から、自由地盤ではGL-5mよ

図 23 地表面推定波と1階応答波の比較

図 24 応答スペクトルの比較

図 25 最大応答層せん断力

り上の表層で大きな増幅が見られることが分かる。また、建物地下階の観測値は基礎底面位置の自由地盤と同程度の値を示すことがわかる3)、5)。

次に、基礎有効入力動の低減効果について地表面高さで比較検討するため、自由地表面波と、同じ高さでの建物応答すなわち地下3階固定モデルに地下3階観測波を入力した際の1階応答波との比較を行なう。図23に、地表面推定波と1階応答波との波形の比較を示す。最大値で見ると、地表面推定波の633galに対し1階応答波では423galと約33%の減少になっていることがわかる。最大速度の比較では、地表面推定波の105kineに対して1階応答波では101kineと、約4%の減少となっている。これらの値を建物基礎の観測値と比較して図2、3に示す(●B)。図から、加速度については観測値と同様の傾向を示すが、速度はやや小さ目の低減率を示すことが分かる。自由地表面波と1階応答波とを加速度応答スペクトルで比較したものを図24に示す。図から、1.5秒程度より短周期では1階の応答と自由地表面との差がみられることが分かる。新長田駅前住宅の場合と比較すると、より長い周期から基礎有効入力動の差が現れていることが分かる。

次に、前述の質点系弾塑性モデルを1階固定としたものに地表面推定波を入力して応答解析を行い、同じモデルに1階応答波を入力した結果(地下3階固定モデルに地下3階観測波を入力したものと同じ結

果となる)とどのような差が生じるかを比較した。応答解析結果を層間最大応答で比較したものを図 25 に示す。図から、地表面推定波入力の場合、8 階を除くすべての階で最大応答値が大きく増加しており、5 階から 6 階の中間階では特に大きく増加していることが分かる。これは、1 階応答波入力のレベルでほぼ降伏点に達しているため、入力の増加の割に大きな応答の増加をもたらしたためと考えられる。この結果は 3.2 節の結果と同様に、建物への基礎有効入力動の評価が建物被害をシミュレーションする上で重要であることを示唆している。

4 まとめ

本論文では兵庫県南部地震における強震観測記録に含まれている相互作用の影響、相互作用による建物被害の低減効果等についての検討結果を述べた。以下に得られた知見を列挙する。

(1) 地表面と建物基礎とで同時観測された強震記録の最大加速度値を比較したところ基礎は地表面に対して約 3 割の低減傾向があることが認められた。また、最大速度について同様な比較を行ったところ約 1 割の低減率を示し低減傾向は加速度に比べて小さいことがわかった。

(2) 激震地に建つ新長田駅前高層市街地住宅と神戸駅前中層事務所ビルの二つの建物について建物基礎の記録から自由地表面の地震動を逆算した。その結果、逆算による地表面の最大加速度と最大速度に対する建物基礎の比は上記の同時観測記録と同様の低減傾向を示した。

(3) 建物基礎の底面位置の最大加速度は、同じ深さの自由地盤の最大加速度にほぼ等しい値を示し、上記の低減効果の原因のひとつは基礎底面位置以浅の表層地盤の増幅効果によるものであると推察された。

(4) 逆算地表面地震動とそれに対応する基礎有効入力動のスペクトルの比較から、1 秒より短い周期において低減効果が認められた。

(5) 逆算地表面地震動と基礎有効入力動を基礎固定の建物モデルに入力してその応答値を比較した。前者による応答は後者によるものに比べて大きくなることが示され、建物被害をシミュレーションする上で基礎有効入力動の評価が重要であることが確認された。

謝辞

建物基礎と自由地盤の同時観測記録に関するデータを借用するにあたってお世話になった、関西電力(株)土木建築室、住宅都市整備公団建築部、大阪府水道部、京都大学防災研究所および大阪工業大学建築学科の各関係諸機関の方々に謝意を表します。

また、本研究成果は、兵庫県南部地震特別研究委員会・特定研究課題 1「強震動と設計用地震動との関係」のうち、SWG5-2(相互作用)の成果の一部をとりまとめたものである。委員各位には検討・とり纏めの過程で貴重な意見を頂いた。記して謝意を表します。

[SWG5-2 の委員構成] ◎主査、○幹事

赤木久真(NTT ファシリティーズ)、飯場正紀(建設省建築研究所)、井川望(鴻池組)、井口道雄(東京理科大学)、○大飼幸幸(竹中工務店)、井上貴仁(間組)、篠崎祐三(京都大学)、田守伸一郎(信州大学)、二宮利文(NTT ファシリティーズ)、長谷川正幸(清水建設)、林康裕(清水建設)、福和伸夫(名古屋大学)、藤森健史(大林組)、○前田寿朗(大成建設)、三浦賢治(鹿島建設)、◎安井謙(大林組)、横山浩明(鴻池組)

なお、(株)大林組技術研究所振動研究室の高野真一郎氏と同構造第一研究室の高田香織氏には数値計算の一部を協力していただいた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 安井謙：相互作用の影響、日本建築学会兵庫県南部地震特別研究委員会第 1 回公開シンポジウム、特別研究 阪神・淡路大震災から一年 建築および都市の防災向上に向けて pp. 19-22、1996。
- 2) 建設省建築研究所：平成 7 年阪神淡路大震災建築震災調査委員会最終報告書、1996。
- 3) 林康裕、宮腰淳一、田村和夫、川瀬博：1995 年兵庫県南部地震の低層建物被害率に基づく最大地動速度の推定、日本建築学会構造系論文集、No. 494、pp. 59-66、1997。
- 4) 二宮利文：NTT 神戸駅前ビル地震観測記録と地震応答解析一、シンポジウム、兵庫県南部地震一設計用地震動としてどうとらえるか、日本建築学会近畿支部耐震構造研究部会、pp. 26-34、1996。
- 5) 田村和夫、林康裕、護雅史、高橋郁夫：1995 年兵庫県南部地震における建物被害と有効入力動の評価(その 2)、日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2、pp. 515-516、1996。
- 6) 栗本修：地盤の材料非線形性を考慮した高層 RC 建物の地震応答解析、日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2、pp. 403-404、1996。
- 7) 藤森健史、安井謙、若松邦夫、野畑有秀：高層 RC 構造物の強震時の基礎入力動に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2、pp. 397-398、1995。
- 8) 金田麗子、久野雅祥、高木政美：1995 年兵庫県南部地震における被害建物の応答解析(その 1)、(その 2)、日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2、pp. 517-520、1996。
- 9) 半澤徹也、横田治彦：1995 年兵庫県南部地震の強震記録と建物の応答特性一動的相互作用を考慮した検討一、日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2、pp. 511-512、1996。
- 10) 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 第 485 号、pp. 53-62、1996。
- 11) 林康裕、護雅史、渡辺宏一、田村和夫、金子美香、斉藤知生、横田治彦：1995 年兵庫県南部地震における被災建物の動特性とシミュレーション解析、清水建設研究報告、第 62 号、pp. 37-49、1995。
- 12) 横山浩明：超高層 RC 建物の地震観測と挙動解析、シンポジウム、兵庫県南部地震一設計用地震動としてどうとらえるか、日本建築学会近畿支部耐震構造研究部会、pp. 1-17、1996。
- 13) 古和田明、前田昇、森伸一郎、池田隆明、前川泰雄：超高 RC 煙突の兵庫県南部地震に対する設計モデルの検証(その 1)、日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2、pp. 357-358、1997。
- 14) 宮本裕司、酒向裕司、古山田耕司、三浦賢治：1995 年兵庫県南部地震における地盤条件を考慮した構造物の地震応答解析(その 3)、日本建築学会関東支部研究報告集、pp. 73-76、1995。
- 15) 土井敏治、古和田明、松村孝夫、木田隆、前田昇：地震観測記録による火力発電所大規模構造物の振動性状に関する研究、その 1. タービン建家の振動性状について、日本建築学会大会学術講演梗概集 B、構造 I pp. 1155-1156、1994。
- 16) 大場新太郎、三村浩平：地震動強さが建物の固有周期に及ぼす影響、日本建築学会近畿支部研究報告集、pp. 205-208、1995。
- 17) 小堀鐸二、鎌田輝男、神田克久：階層浄水場における地震応答観測、日本建築学会近畿支部研究報告集、pp. 77-80、1981。
- 18) 安井謙、高野真一郎、中村充、高田香織：新長田駅前市街地住宅における兵庫県南部地震観測波の検討、シンポジウム、兵庫県南部地震一設計用地震動としてどうとらえるか、日本建築学会近畿支部耐震構造研究部会、pp. 35-44、1996。
- 19) H. Tajimi: Predicted and Measured Vibrational Characteristics of a Large-Scale Shaking Table Foundation, Eighth World Conference on Earthquake Engineering, Vol III, pp. 873-880, 1984。
- 20) 高野真一郎、前野仁、安井謙：サブストラクチャー法を用いた群杭基礎の三次元地震応答解析 その 6、日本建築学会大会学術講演梗概集 B、pp. 595-596、1992。
- 21) 沢井布兆、江戸宏彰、津田和明、高田香織：SRC 造 25 階建て集合住宅の被害と解析、コンクリート工学、Vol. 34、No. 11、1996 年 11 月号、pp. 37-41。
- 22) 日下部馨：1995 年兵庫県南部地震による地下室を有する高層建物の地震応答、阪神大震災被害調査分析特別委員会報告書、建築構造物の耐震性レベルの向上に向けて、日本建築学会近畿支部阪神大震災被害調査分析特別委員会、pp. 179-192、1997 年 10 月。
- 23) 土岐憲三：新体系土木工学 11「構造物の耐震解析」、技報堂出版、pp. 73-74、1982。
- 24) 石原研而：土質動力学の基礎、鹿島出版会、pp. 199-201、1976。

(1998 年 7 月 10 日原稿受理、1998 年 8 月 21 日採用決定)