

フィリピン・マリキナ市の Non-Engineered 住宅の動特性と 実地震動による応答特性に関する一考察

A Study on Dynamic Parameter Properties and Earthquake Response Characteristics
of Non-Engineered Housings in Marikina City, Philippines

鈴木三四郎¹, 田中聡², 堀江啓³, 牧紀男⁴, 水越薫⁵,
大森達也⁵, 藤澤秀樹⁶, 林春男⁴

Sanshiro SUZUKI¹, Satoshi TANAKA², Kei HORIE³, Norio MAKI³, Kaoru MIZUKOSHI⁴,
Tatsuya OHMORI⁴, Hideki FUJIWARA⁶, and Haruo HAYASHI⁴

¹ 関西大学工学部

Faculty of Engineering, Kansai University

² 富士常葉大学環境防災学部

Fuji Tokoha University

³ 防災科学技術研究所地震防災フロンティア研究センター

Earthquake Disaster Mitigation Research Center, NIED

⁴ 京都大学防災研究所巨大災害研究センター

Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University

⁵ 株式会社イー・アール・エス

Engineering & Risk Services Co.

⁶ システム計測株式会社

System Keisoku Co.

The non-engineered housings of RC frame with masonry wall structure have serious problems. One of them is that they must collapse due to destructive earthquakes which will take place in future. We tried to make clear of their dynamic parameter properties, related to the seismic design and the earthquake damage. First, the fundamental natural frequency/period was obtained based on the microtremor observation results and the damping ratio on the artificial force-vibration tests. The restoring force models are assumed based on the static lateral force tests and they are introduced into the dynamic earthquake response analysis. Last the analytical results are discussed considering the earthquake damage and disaster.

Key Words : non-engineered housing of RC frame with masonry wall structure, dynamic parameter properties, restoring-force model, earthquake response characteristics

1. はじめに

アジア・環太平洋地域の都市部において、耐震基準を満たさない Non-Engineered 住宅が多数存在し、未だに建設され続けられているのが実状である。近い将来発生すると考えられる大地震とそれに関連した事象の場合には、これらの住宅が大被害を受け、また人命及び社会的損失に結び付くと考えられる。この住宅の構造上および施工上の問題点の指摘があり、防災上早急に対策を講じなければならない残された問題も多い¹⁾。

鉄筋コンクリート造のフレームと壁にブロックを積み上げた構造形式 (RC Frame with Masonry wall structure : 以下 RCFM 造と記す) を対象に、2 階建及び 3 階建 Non-Engineered 住宅の耐震性に着目する。この種の建物は、日米では耐震基準を基にその建設可能性が論じられてきている²⁾。これに関連しては、日本では補強コンクリートブロック造、型枠コンクリートブロック造に関する多くの実験結果があり、各種の特性も明らかにされ^{3), 4), 5)}、

設計規準も決められている⁶⁾。

しかし、先にも述べたように依然として基準を満たさない RCFM Non-Engineered 住宅が多く存在している。その耐震性能の評価のために、建物の動的パラメータの抽出と、構造物の復元力特性を明らかにすることは必要なことである。また、その安全性としては、地震動を受けた場合の応答特性を明らかにすることが、重要な課題の一つであると考えられる。

筆者等は、フィリピン・マリキナ市をテストケーススタディとして、RCFM Non-Engineered 住宅の常時微動観測・人力加振並びに静的な引き倒し実験を実施してきた。本論では、地震応答特性と密接に関係深いパラメータである固有周期と減衰定数を 2 回の常時微動観測と人力加振から求め、一方引き倒しの実験データに基づき⁸⁾、復元力特性を仮定し、既存の建物と新築のそれ、および改良工法が加えられた建物を対象に、それらの地震応答計算を実施し、静的な耐震安全性とは異なる観点から、その耐震性と安全性、更に地震被害に関連して検討をする。

そのために、地震応答計算結果としては、一過性の最大変形と累積量であるエネルギー量を求め、それらを議論の対象とする。一方、復元力特性としては、安定な履歴型と変形の大きさに関係して剛性が低下するピーク指向型とスリップ型のモデルを採用して、各種応答量を比較する。

2. 実験

動的実験としては常時微動観測と人力加振実験を行い、静的実験としては引き倒し実験を行った^{7), 8)}。以下にこれらの結果を簡単に紹介する。

(1) 常時微動観測

a) 観測対象建物と地震計配置

フィリピン・マリキナ市の RCFM 造の常時微動観測を、2002 年 11 月 24 日～12 月 2 日と 2003 年 10 月 29 日～10 月 31 日の 2 回に亘り実施した。その 2 回目には、人力加振実験も行った。観測に使用した地震計について、センサーはアカシ社製、ロガーは白山社製の所謂 SMAR と称せられるものである。1 回の観測時間は 9 分、刻み時間は 0.005 秒、ローパスフィルターは 50Hz である。観測した建物から、2 階建て 10 戸、3 階建て 12 戸の計 22 戸を抽出した。地震計は 4 台であり、それぞれ A, B, C, D と呼称する。Fig. 1 は、典型的な 2 階建て住宅と同時に後述の E 棟の平面図 (RC フレームとブロック壁) であり、地震計の配置を示す。地震計 A と B は 2・3 階建て住宅には共通で、それぞれ自由地盤上と 1F 床、C と D については、2 階建ての場合は 1 階の入口付近と奥の床、3 階建ての場合はそれぞれ 2F と屋上床に設置した。地震計の配置方向は計器の表記に従い、NS を建物の長辺方向に、EW を短辺方向としたために、建物の方向とは無関係である。

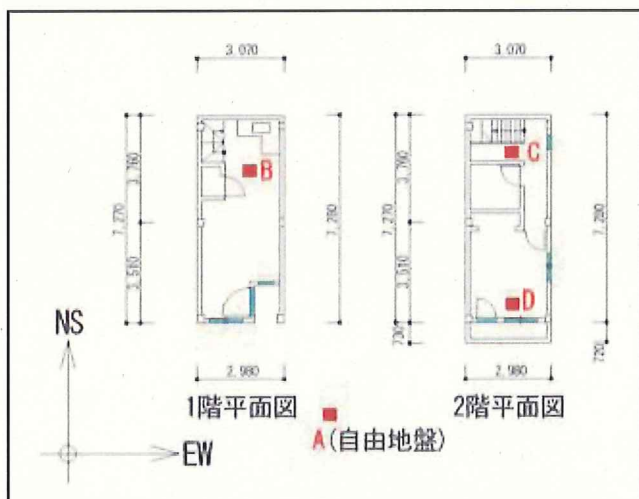


Fig. 1 2 階建住宅 (E 棟) の平面と地震計配置場所

b) 固有周期

本研究では、常時微動観測から得られた加速度データの 3 分間を抽出して高速フーリエ変換を実施し、その後平滑化を施して、その加速度フーリエ振幅スペクトル⁹⁾とその比を求め、固有周期について調査した。

Fig. 2 に、フーリエ振幅スペクトル比の一例を示す。図の左と右に NS と EW 成分を、上から建物の入口側 (Front) と奥側 (Back) と 1F, 1F と地盤のスペクトル比を

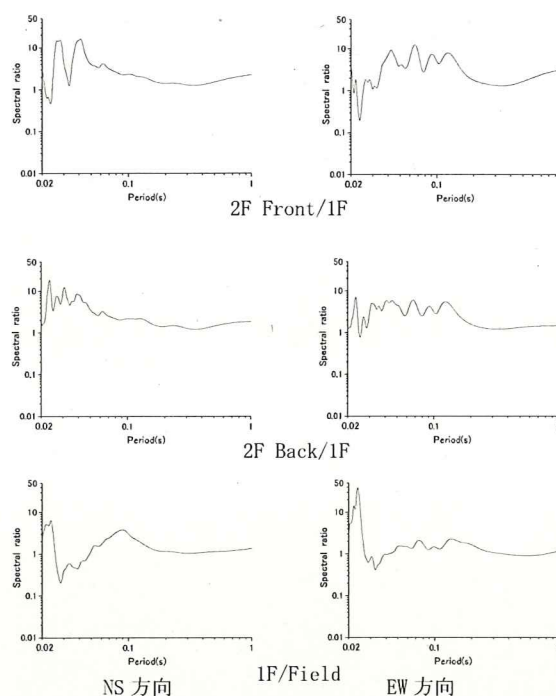


Fig. 2 常時微動のフーリエスペクトル比

示す。NS と EW のスペクトル比から、0.1 と 0.14 秒付近にピークがあり、1 次固有周期と見なされる。NS 方向に関しては、殆どの建物の場合、全面ブロック壁で覆われているために開口部が少なく、剛性が高いことから、剛体に近い振動をしていたことが読み取れた。一方、EW 方向は、室内には壁が少なく、外壁にも開口部が多く、固有周期をはっきりと読みとることができる。しかし、開口部の大きさ、形状により、また建物の入口側と奥側で剛性が異なることから偏心し、ねじれ振動を生じていると考えられる。

Table 1 に、22 戸の 2F・3F 建て住宅の EW 方向の 1 次固有周期を A～F のようにグループ化した。表から明らかなように、0.1 秒以上の固有周期の建物が多いことが分かった。2F・3F 建て共に、ほぼ同じ周期のものが多く、この事実は 1 次のモードで振動していると推察される。従って、解析用のモデルとしては、単純な 1 層で良いと判断できる。

Table 1 1 次固有周期 (EW 方向) によるグルーピング

Story	Group	Period (sec)	Number of housing
2	A	0.09～0.13	7
	B	0.14～0.18	3
3	C	0.09～0.13	6
	D	0.14～0.18	4
	E	0.19～0.23	1
	F	0.24～0.28	1

(2) 減衰定数

人力加振は、建物の EW 及び NS 方向に対し、実施した。地震計の配置は建物内のみとし、その設置などは、微動観測と同様である。加振方法は、約 1 秒間隔で 20 回の加振を 3 回繰り返した。結果の一例として、2F の入り口側と奥側の結果を Fig. 3 に示す。

減衰定数は、人力加振による自由振動データを基に次式の対数減衰率で求める。

$$h = \ln(X_n / X_{n+1}) / 2\pi$$

[1]

人力加振実験の観測を開始してから終了までのすべての加速度時刻歴から、減衰率を求めるために 1 秒間を抽出した。EW (弱軸) 方向に加振した時の結果から、入口側が 5.2%，また奥側が 4.2% というように、入口側の方の変形の減衰性が高い。これは、並進に加え振れを含む振動モードによる影響がでたものと考えられる。一方、NS 方向では、5.0% が得られた。このように、EW・NS 両方向ともおよそ 5% の減衰が得られた。

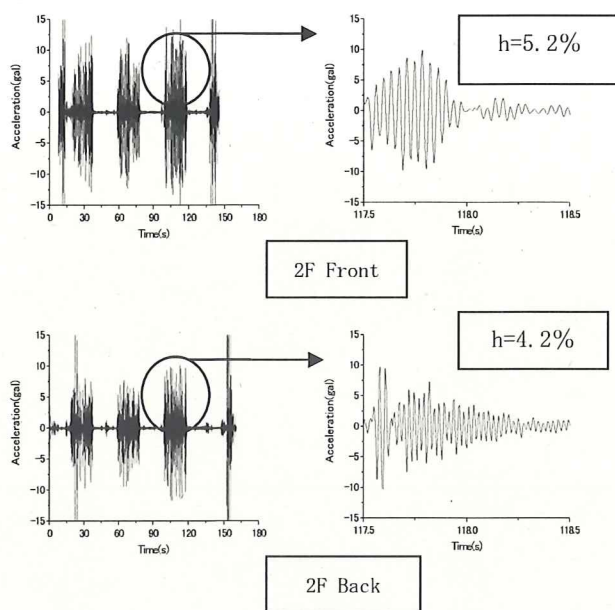


Fig. 3 人力加振結果

(3) 引き倒し実験に基づく固有周期

静的引き倒し実験には、動的実験で用いた住宅である既存住宅 (在来) の E 棟、新規の N1, N2 棟、および改良型の R 棟を用いた⁸⁾。実験結果から、建物の主要な変形と最大荷重時の周期を求めると Table 2 の如くである。実験結果では、変位が 0.1, 0.5, 1.0cm, 及び最大荷重時へと変化すると、等価固有周期は長くなる。また、建物に僅かな差はあるものの、微小変形時には剛性が高いため、対応する周期は短く、この値は E 棟の常時微動観測で得られた X, Y 方向の固有周期 0.13, 0.08 秒とほぼ同一であることが確認できた。最長の周期は、X 方向では N1 の約 0.5 秒、一方 Y 方向では N2 の 0.2 秒であった。なお、E 棟の柱、梁、床、壁の総重量は 386kN であり、全戸に共通とした。

以上のように、NS 方向よりも弱い、EW 方向を以後の解析対象とする。

Table 2 建物別の固有周期 (秒)

建物名(方向)	E(X)	N1(X)	R(X)	N2(Y)
最大荷重時	0.27	0.47	0.39	0.21
1.0cm 変形時	0.29	0.29	0.22	0.15
0.5cm 変形時	0.23	0.23	0.19	0.13
0.1cm 変形時	0.15	0.13	0.11	0.08

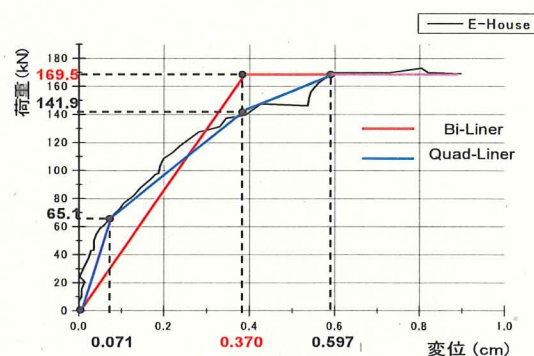
(X は EW の弱軸, Y は NS の強軸方向を表す)

3. 復元力特性のモデル化と導入

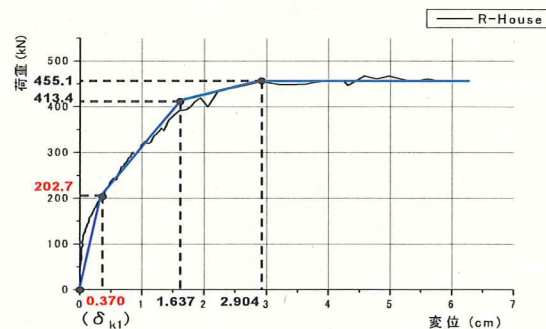
(1) 復元力特性のモデル化

Fig. 4(a), (b) に、E と R 棟の弱軸 (EW, X) 方向の引き倒し実験の変位-荷重関係と、それを骨格曲線とした Bi-Linear(B-L)型、または Quad-Linear(Q-L)型復元力モデルに近似・定式化したものを示す。両者に関しては、出来る限り実験結果を忠実に、且つ B-L と Q-L 型の定式化にはポテンシャルエネルギーを等価とした。その結果、E 棟の Q-L 型モデルの接点変位は、0.071, 0.370, 0.597cm であり、対応する復元力の値は図中に示す通りである。B-L 型モデルの降伏変位と対応する復元力は、それぞれ 0.37cm と 169.5kN となり、この第 1 折点変位を基準として塑性率表現とする。

一方、R 棟に関しては、折点変位は E 棟と同じ 0.37cm とし、Q-L 型モデルの 3 点の折点変位には 0.37, 1.637, 2.904cm を選んだ。この時、復元力は 202.7kN であり、E 棟の 1.5 倍である。これは、建物の剛性が異なるために、引き倒し実験結果に差が生じたのである。



(a) E 棟



(b) R 棟

Fig. 4 Bi-, Quad-Linear 型復元力特性へのモデル化

(2) 復元力モデルの導入

引き倒し実験結果からは、復元力の戻りに関するデータが一切ないために、解析に導入する復元力モデルとしては、Fig. 5 に示す 4 種類のモデルとその組み合わせを採用する。組み合わせとしては、履歴型の B-L 型と Q-L 型を基本とし、それに剛性変化型の Slip 型、または Peak 型を複合させ、B-L 群と Q-L 群に分類する。導入利用としては、現実的な現象を反映したものである。4 種類の復元力モデルに関しては、次のように表現される。

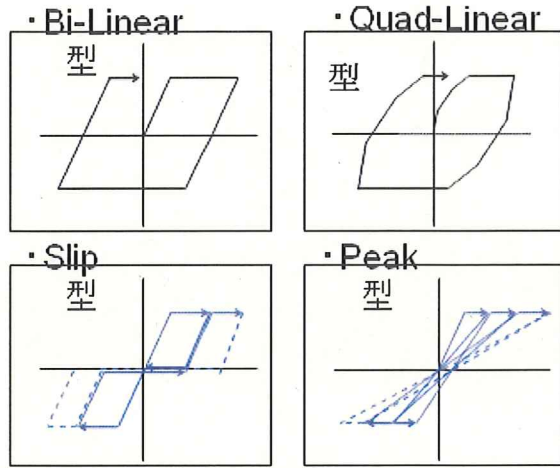


Fig. 5 4種類の復元力モデル

a) Bi-, Quad-Linear 型 (Φ_n : $n=B, Q$)

復元力モデルの代表且つ安定な履歴を有するもので、バネの変位と速度で規定され、次のように表わされる¹⁰⁾。

$$\Phi_{B,Q} = r_0 x + \sum_{i=1}^n r_i y_i \quad [2.1]$$

$$: n=1, 3, r_0 + \sum_{i=1}^n r_i = 1.0$$

ここで、

$$\dot{y}_i = \dot{x}[1 - u(\dot{x})u(x - \delta_i) - u(-\dot{x})u(-x - \delta_i)] \quad [2.2]$$

これらの復元力モデルは、線形のパネとクーロンスリップに連結されたパネで表すことが出来、それらのパネの剛性を r_0 と r_n 、対応する折点変位を δ_n により規定される。式中、 x は線形のパネの変位、 y はクーロンスリップに連結されたパネの変位である。

b) Slip 型 (Φ_S)

壁がブロックで構成されていることか、Slip 型を選んだ。これは、第2分枝勾配 r_0 と弾性限変位 δ_S により規定され、次のように表わされる¹¹⁾。

$$\Phi_S = r_0 x + (1 - r_0) y_S \quad [3.1]$$

ここで、

$$\begin{aligned} \dot{y}_S = & \dot{x}[u(x - y_U^+)u(\dot{x})\{1 - u(-y_S - \delta_S)\} + u(x)u(-\dot{x})\{1 - u(y_S)\} \\ & + u(-x - y_U^-)u(-\dot{x})\{1 - u(-y_S - \delta_S)\} \\ & + u(-x)u(\dot{x})\{1 - u(y_S)\}] \end{aligned} \quad [3.2]$$

$$\dot{y}_U^+ = \dot{x}u(\dot{x})u(y_S - \delta_S) \quad [3.3]$$

$$\dot{y}_U^- = -\dot{x}u(-\dot{x})u(-y_S - \delta_S) \quad [3.4]$$

サフィックスの「+」と「-」は、それぞれ、正側、負側のスリップ量である。

c) Peak 型 (Φ_P)

RC フレームの剛性低下型として選定した。これは、

第2分枝勾配 r_0 と弾性限変位 δ_P により規定され、塑性変形量に比例して剛性が低下し、次のように表される¹¹⁾。

$$\Phi_P = r_0 x + (1 - r_0) y_P \quad [4.1]$$

ここで、

$$\dot{y}_P = A\dot{x}[1 - u(\dot{x})u(y_P - \delta_P) - u(-\dot{y}_P)u(y_P - \delta_P)] \quad [4.2]$$

$$A = \frac{2\delta_P}{2\delta_P + U} \quad [4.3]$$

$$\dot{U} = \dot{x}[u(\dot{x})u(y_P - \delta_P) - u(-\dot{x})u(-y_P - \delta_P)] \quad [4.4]$$

以上の式中、「 $\cdot$ 」は時間に関する微分であり、 $u(\cdot)$ は単位階段関数である。

4. 運動方程式

実験に用いた建物の多くは、1階に開口部があり、2階以上は1階と比較して、開口部が少ない。引き倒し実験でも2階の床レベルに対して実施している。そこで、研究第1段階として、上部は剛体に近いと仮定し、対象建物を1質点系と置く。その運動方程式は、通常の表記記号を用いると次のように表される。

$$\ddot{x} + 2h\omega_0 \dot{x} + \omega_0^2 \Phi(x, \dot{x}) = -f \quad [5]$$

ここで、 ω_0 は固有角振動数、 Φ は無次元領域における上記の Fig. 5 に示した復元力特性及びその組み合わせを表し、 f は入力地震動である。

当地の地震動記録は殆どなく、従って過去の代表的な実測地震波形である EL-CENRO (1940, NS), TAFT (1952, EW), JMA_KOBE (1995, NS) を入力地震動として採用し、その最大加速度を 300 gal、および建物モデルに応じて振幅したものを用いる。前述の各種復元力モデルを、1階建物モデルに導入し、その応答計算を行い、その応答特性を示す。なお、減衰定数は人力加振結果を参考にして、臨界減衰比は一律 $h=0.05$ とした。

5. 地震応答計算結果

(1) E 棟の結果

紙面の都合上、ここでは E 棟と R 棟の弱軸方向についてその結果を示し、考察を加える。先ず、一例として、E 棟に EL-CENTRO 波 (300gal) を入力した場合の B-L 型、Q-L 型、Slip 型、Peak 型のみの結果である変位-復元力の関係を Fig. 6 に示す。それぞれの復元力モデルの最大靱性率は、約 5.5, 4.5, 12, 11 (靱性率 10 は変形 3.7cm、部材角 1/30 に対応) であり、復元力モデルの特徴が出ている。即ち、B-L 型、Q-L 型に関しては、履歴によるエネルギー吸収のために靱性率は小さく、Q-L 型の場合には微小変形であっても、小さな履歴現象が B-L 型よりも多く見られることである。一方、他の2つの復元力モデルにはエネルギー吸収が期待できず、更に剛性の低下も助長して靱性率が大きい。しかし、履歴の回数は少ない。

以上のことから、履歴の回数と種類が靱性率に深く関係していることが判る。

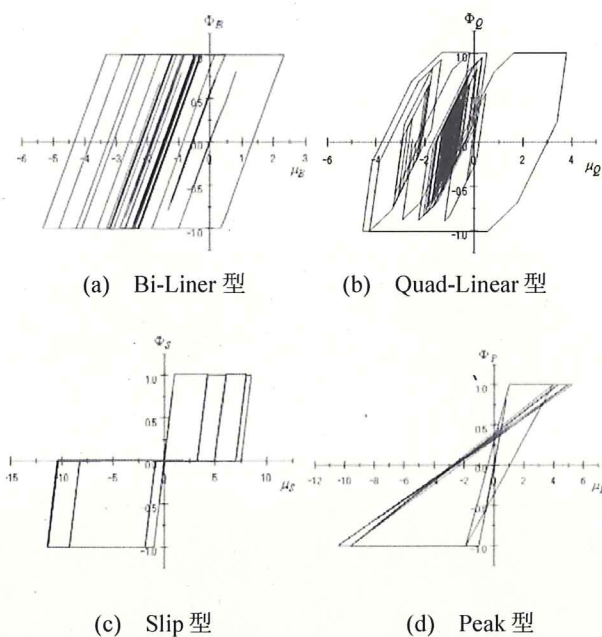


Fig. 6 E棟の4種類の変位—復元力関係 (300gal)

次に、履歴に関する累積量として塑性変形量 U について、結果の一例を示す。Fig. 7は、時刻に対するバネに連結されたクーロンスリップの滑り量の推移を示し、B-L型、Peak型、Q-L型の正の累積滑り量である。累積の滑り量は、無次元量で、 $U_b=9.8$ 、 $U_p=4.3$ 、 $U_q=50$ である。但し、Q-L型は各クーロンスリップの滑り量の合計である。この量は最大靱性率の値と反比例していることが分かり、特に Q-L 特性の累積滑り量が大きい。Fig. 6(b)に見られるように、第1番目のバネ (Fig. 7の k1) の滑り量が多いからである。

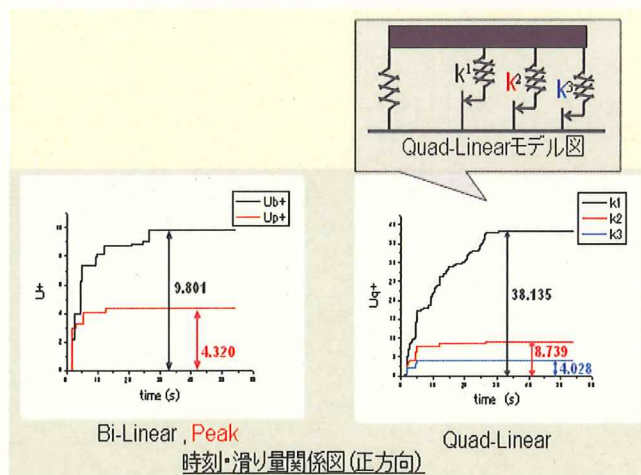


Fig. 7 E棟の正の累積滑り量

E棟が EL-CENTRO と TAFT 波を受けたとき、最大靱性率、無次元累積滑り量、履歴消費エネルギー (EN)、更に B-L 又は Q-L 型を基準とした履歴消費エネルギーと靱性率の比について纏め、Tables 3, 4 に示す。同表の γ_b 、 γ_q 、 γ_s 、 γ_p は、それぞれ B-L、Q-L、Slip、Peak 型の復元力モデルの重み係数を表し、採用したモデルに●印を付けた。

Table 3 B-L 型復元力特性の場合の各種応答量 (E 棟)

EL-CENTRO	γ_b	γ_q	γ_s	γ_p	最大靱性率	累積無次元滑り量			履歴消費エネルギー	履歴消費エネルギーの基準化値	最大靱性率の基準化値
						+	-	合計			
1940 (NS)	●				5.331	9.801	10.350	20.151	20.151	1.000	1.000
		●			11.418	7.476	10.412	17.888	17.888	0.888	2.142
最大加速度 300(gal)			●		10.420	4.320	9.546	13.866	6.933	0.344	1.955
				●	7.011	B 27.668	S 29.080	56.748	32.976	1.636	1.315
						S 3.189	6.016	9.205			
最大速度 28.98(kine)				●	7.133	B 27.398	S 27.970	55.368	29.774	1.478	1.338
						P 2.201	6.159	8.360			
継続時間 53.76(s)				●	11.342	S 5.185	10.339	15.524	11.690	0.580	2.128
						P 5.222	10.490	15.712			
h=0.05				●	7.909	B 45.405	S 47.383	92.788	35.713	1.772	1.484
						P 2.647	6.905	9.552			
						P 2.656	6.942	9.598			

Table 4 Q-L 型復元力特性の場合の各種応答量 (E 棟)

TAFT	γ_q	γ_s	γ_p	最大靱性率	累積無次元滑り量			履歴消費エネルギー	履歴消費エネルギーの基準化値	最大靱性率の基準化値
					+	-	合計			
1952 (EW)	●			8.181	k1 68.105	71.044	139.149	59.910	1.000	1.000
		●		12.074	k2 19.728	22.535	42.263			
			●	10.091	k3 8.954	12.162	21.116	6.927	0.116	1.233
最大加速度 300(gal)				9.163	k1 95.832	96.833	192.665	53.430	0.892	1.120
					k2 40.050	41.147	81.197			
					k3 20.539	21.802	42.341			
最大速度 35.25(kine)				9.756	S 3.464	8.146	11.610	53.477	0.893	1.193
					k1 99.172	101.690	200.862			
					k2 41.110	43.670	84.780			
					k3 22.369	25.067	47.436			
継続時間 30(s)				12.274	P 3.606	8.799	12.405	12.491	0.209	1.500
					S 5.342	11.267	16.609			
					P 5.396	11.352	16.748			
h=0.05				10.096	k1 110.670	113.870	224.540	47.192	0.788	1.234
					k2 52.295	55.605	107.900			
					k3 31.633	35.287	66.920			
					S 3.635	9.090	12.725			
					P 3.667	9.146	12.814			

なお、複合復元力特性の場合は、全体を 1.0 とし、各モデルには均等の重み (γ) とした。表の値と比較から、B-L または Q-L 型のみ結果と比較して、靱性率に関しては他の結果は大きく、2 倍に達するものがある。一方、エネルギーに関しては小さくなっていることが分かり、半分以上のものがある。

ここで採用した地震波について、復元力モデルの違いと複合特性の場合の最大靱性率を比較し、それを Fig. 8 に示す。同図で、上段が B-L 群、下段が Q-L 群を表し、

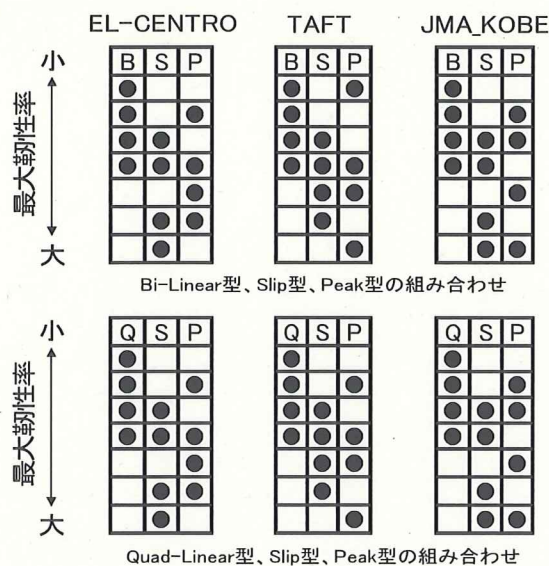


Fig. 8 B-L と Q-L 群の最大靱性率の比較

BはB-L, QはQ-L, SはSlip, PはPeak型の復元力モデルを表す。入力地震動は左から, EL-CENTRO, TAFT, JMA_KOBE 波である。同図より, B-L, Q-L 型群共に上部に集中しており, B-L 型及び Q-L 型と, それを含む複合復元力特性の最大靱性率が小さいことが分かる。これは, B-L 型及び Q-L 型の履歴面積つまり履歴消費エネルギーが, Slip 型及び Peak 型に比べ大きく, そのために入力のエネルギーを消費しているからである。また, B-L 型または Q-L 型の複合復元力特性の場合, B-L 型及び Q-L 型のみの場合よりも最大靱性率の大きい理由は, Slip 型や Peak 型を複合させているためである。

Table 5 は, EL-CENTRO 波を入力として B-L 型の最大靱性率を基準とした応答量の比を求め, B-L と Q-L 群の最大靱性率を比較したものである。Slip 型, Peak 型及びそれらの複合復元力特性の結果は同じ値をとるため省略した。B-L 群と Q-L 群の最大靱性率の比から, JMA_KOBE 波の中の 1 つの例を除き, 他の全てにおいて, Q-L 群の値の方が小さくなる。

Table 5 B-L と Q-L 群の最大靱性率の比較

	γ_b γ_q	γ_s	γ_p	Bi-Linear群	Quad-Linear群
EL-CENTRO 1940 (NS)	●			1.000	0.852
	●	●		1.315	1.266
	●		●	1.338	1.300
	●	●	●	1.484	1.445
TAFT 1952 (EW)	●			1.989	1.535
	●	●		1.749	1.719
	●		●	1.909	1.830
	●	●	●	1.964	1.894
KOBE 1995 (NS)	●			2.517	2.721
	●	●		3.150	3.066
	●		●	2.626	2.665
	●	●	●	2.796	2.789

以上のことから, 建物が地震動を受けたとき, 大きな被害と原因になりうる一つの尺度として最大靱性率を考えると, Q-L 型の復元力特性及びその複合復元力特性が耐震性に優れている。

E 棟の引き倒し実験データからその安全限界の変位を約 0.8cm (最大耐力に対応) と仮定すると, 靱性率表現では約 2.16 となる。この数値を解析結果の最大靱性率と比較すると, ここで採用した地震波及び復元力特性に関して, この値に収まるものは少なく, 在来工法の既存住宅である E 棟にはどの復元力特性を付与しても, 最大加速度 300 ガル程度の地震動を受けた場合には安全限界を大きく超える恐れがあるということである。履歴消費エネルギーと関連する累積滑り量について考察した結果, Q-L 型及びその複合型が B-L 型よりも大きな値になることは, Tables 3, 4 で確認した。従って, 入力のエネルギーを建物で消費するには, それ相当のエネルギー吸収能力能力を有する必要がある。この E 棟のような, RCFM 造は最大靱性率のような尺度で決まる可能性が多いものは, 履歴性を有する構造要素を賦与することが, 耐震性能を高めると考えられる。

(2) R 棟の結果

次に, R 棟の耐震性について論ずる。引き倒しの実験結果および定式化を Fig. 4(b)で示したように, その耐震性能, 即ち耐力の向上と変形能力は上がっている。その

一端として, Q-L 型復元力モデルを有する建物に同一の地震波を入力した場合の結果を Fig. 6 に対応して Fig. 9.1 に示す。図は, Q-L 型特性を採用したにも拘わらず, あたかも B-L 型特性のようにになっているのは, 3つの折点の中で第1の折点から第2の変位の間で振動していることを示し, このことから耐震性に優れていると言える。

Fig. 9.2 は最大加速度を 750 ガルにした場合の変位—復元力関係を示す。入力の大きさに呼応して変形は大きくなり, Q-L 型の形状を読み取ることができ, その最大靱性率の約 13 である。

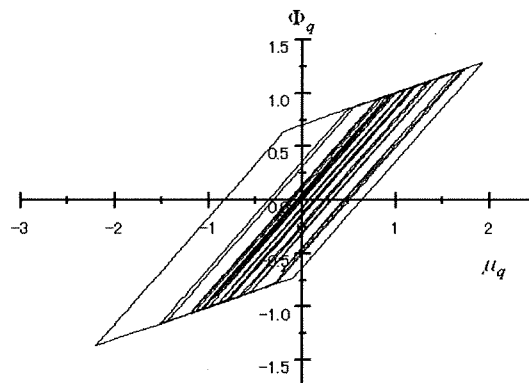


Fig. 9.1 EL-CENTRO を受ける R 棟の変位—復元力関係 (Q-L 型特性, 最大加速度 300gal)

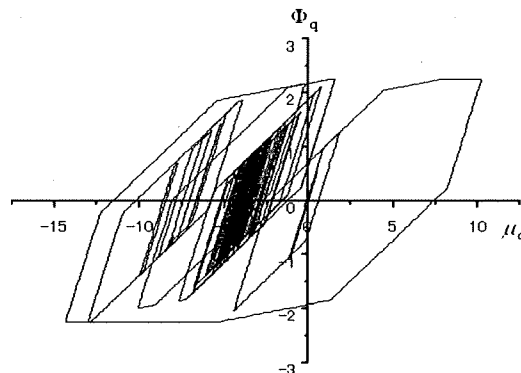


Fig. 9.2 EL-CENTRO を受ける R 棟の変位—復元力関係 (Q-L 型特性, 最大加速度 750gal)

R 棟の引き倒し変位—荷重関係のデータに基づき近似させた Q-L 型復元力特性を有する 1 質点系の地震応答計算結果として, 最大靱性率, 無次元累積滑り量, 履歴消費エネルギーを最大加速度別に纏め, Table 6 に示す。なお, 入力には 3 地震波形を用い, その最大加速度は 750 gal の場合である。入力の最大加速度値が大きくなれば, 最大靱性率, 累積滑り量, 履歴消費エネルギーも大きくなることを 300gal の場合と比較して確認している。表中には, 構成する各クーロンスリップの滑り量として, k_i ($i=1,3$) の表記で正負を記している (Fig. 7 参照)。

まず, 累積滑り量を見ると, 300 ガル入力時に滑っていなかった第 3 のクーロンスライダーが滑りだし, Q-L 型全体として大きな塑性領域での履歴を描くことが分かる。この現象に伴い, 履歴消費エネルギー及び最大靱性率も大きくなっていることが分かる。また, 累積滑り量においては, 第 3 クーロンスライダーが滑りだしたこと

で、第1クーロンスライダーの累積滑り量が飛躍的に大きくなっていることが分かる。同様であるが、第2のクーロンスライダーも滑りだしたことで、第1クーロンスライダーの累積滑り量に大きな影響を与えていることになっている。

ところで、R棟の引き倒し実験データからその安全限界変位を約5cm（最大耐力に対応）と仮定すると、靱性率に換算すれば約13.5となる。この数値を解析結果の最大靱性率と比較すれば、ここには結果を示してはいない最大加速度500galでは全ての地震動で、また750galではJMA_KOBEを除く地震動において最大靱性率がこの数値以下に収まることが分かった（Table 6）。このことより、改良住宅（R棟）の構造特性をQ-L型と仮定すると、この建物は最大加速度が750galのような大きなレベルの地震動にも絶え得る耐震性がある。

Table 6 Quad-Linear 型の R 棟の応答 (750gal)

	入力地震動	最大靱性率	累積無次元滑り量			履歴消費 エネルギー	
			+	-	合計		
R-House近似 Quad-Linear型	EL-CENTRO	10.197	k1	85.554	89.496	175.050	161.117
			k2	14.111	17.357	31.468	
			k3	2.577	8.868	11.445	
最大加速度 750(gal)	TAFT	11.006	k1	157.430	166.350	323.780	304.321
			k2	25.519	35.072	60.591	
			k3	10.471	18.645	29.116	
	JMA_KOBE	34.028	k1	104.940	79.848	184.788	209.909
			k2	44.218	18.799	63.017	
			k3	26.300	2.208	28.508	

(3) 既存住宅と改良住宅の比較

既存住宅（E棟）と改良住宅（R棟）の耐震性能の比較を行う。Table 7は、本論で議論してきた入力地震動の最大加速度を300galとしたときのQ-L型復元力特性のR棟とE棟の結果の比較を纏めたものである。

Table 7より最大靱性率を比較すると、どの地震動においてもR棟の応答値はE棟のその1/2以下になっており、小さいことが分かる。

次に、累積滑り量を比較すると、これも同様に、R棟

の応答値がE棟のそれに比べて極端に小さくなっていることが分かる。これは、先に述べたようにR棟を近似したQ-L型復元力特性の第2、第3クーロンスライダーは300gal程度の最大加速度では滑らず、即ち系が殆ど弾性領域に留まっているためである。このことが最大靱性率にも影響して、R棟の最大靱性率が小さくなっているのである。

更に、履歴消費エネルギーを比較すると、R棟の値がE棟のそれより小さくなっていることが分かる。これは、累積滑り量が小さいことから明らかである。しかし、入力地震動のエネルギーを建物の構造特性の履歴により消費するエネルギーは、一般的には大きい方がその建物の耐震的能力があると言える。この場合には、最大靱性率とは反比例関係にあるはずである。しかしR棟とE棟の最大靱性率と履歴消費エネルギーを見る限り、R棟の方が最大靱性率は小さく、その上、履歴消費エネルギーまでもが小さくなっている。この結果は一見矛盾しているかのように思えるが、上述の最大靱性率と履歴消費エネルギーの関係は同じ建物において言えることで工法の異なるR棟とE棟には必ずしも充当するとは言えない。履歴消費エネルギーが小さく、最大靱性率も小さいということは、言い換えると、R棟は構造特性の消費エネルギーが少なくても、建物の強度で十分に耐えられるということになる。そして、累積滑り量も小さく、建物の構造要素の損傷も少なく抑えられる。

従って、改良住宅（R棟）は既存住宅（E棟）に比べ耐震性に優れており、施工時のコンクリートの打ち方や、柱と梁の断面のサイズを少し大きくするだけで、既存住宅に代わる耐震性能の向上した住宅を建設することが出来ると考えられる。

解析結果である靱性率、履歴消費エネルギー、滑り量のそれぞれの面から各種復元力特性を比較すると、靱性率、履歴消費エネルギーではQ-L型及びその複合復元力特性は耐震性に優れており、しかし滑り量の観点からは耐震性に問題があると思われる。もちろん、滑り量を多く許容する構造要素の存在が臨まれる訳ではある。

Table 7 R棟とE棟の地震動別の応答量比較（最大加速度300gal）

	入力地震動	近似対象 建物	最大靱性率	無次元累積滑り量			履歴消費 エネルギー	
				+	-	合計		
Quad-Linear型 最大加速度 300(gal)	EL-CENTRO	E-House	4.544	k1	38.135	39.045	77.180	30.569
				k2	8.739	9.414	18.153	
				k3	4.028	5.113	9.141	
		R-House	1.924	k1	7.598	6.927	14.525	10.109
				k2	0.000	0.000	0.000	
				k3	0.000	0.000	0.000	
	TAFT	E-House	8.181	k1	68.105	71.044	139.149	59.910
				k2	19.728	22.535	42.263	
				k3	8.954	12.162	21.116	
		R-House	2.851	k1	20.973	20.985	41.958	29.470
				k2	0.000	0.249	0.249	
				k3	0.000	0.000	0.000	
	JMA_KOBE	E-House	14.505	k1	39.835	28.984	68.819	37.584
				k2	22.577	11.479	34.056	
				k3	15.377	4.585	19.962	
		R-House	2.563	k1	10.779	10.280	21.059	14.657
				k2	0.000	0.000	0.000	
				k3	0.000	0.000	0.000	

6. あとがき

本論では、フィリピンのマリキナ市に存在する RCFM 造の Non-Engineered 住宅を対象として行われた静的引き倒し実験と、動的な常時微動観測と人力加震実験からその基本的な動的パラメータの特性明らかにし、地震応答計算を通して、その特性を比較した。

既存住宅の E 棟の引き倒し実験の変位-荷重関係結果に基づき、定式化させた復元力モデルとして B-L(Bi-Linear)型、Q-L(Quad-Linear)型、Slip 型、Peak 型及びそれらを組み合わせた特性を導入し、種々の入力地震動を用い地震応答解析を行った。得られた結果である靱性率、履歴消費エネルギー、滑り量のそれぞれの面から差異を比較し、E 棟の耐震性能について考察した。なお、復元力特性の定式化において、引き倒し変位-荷重関係図の最終の降伏点までを近似した。しかし、履歴の戻りに関しては不明であったので、構造的に相応しいと思われる復元力特性を設定した。

B-L、Q-L、Slip、Peak 型、及びそれらを組み合わせた復元力特性を採用した場合の応答量である、靱性率と履歴消費エネルギーの観点から、B-L、Slip、Peak 型及びその複合復元力特性に優位性は見られず、Q-L 型及びその複合復元力特性には耐震性に優れている。しかし、滑り量の面から考えると、Slip 型、Peak 型の復元力特性及びそれらの複合復元力特性は耐震性に優れているが、Q-L 型及びその複合復元力特性には耐震性に問題があり、靱性率及び履歴消費エネルギーの面で考えた場合とは逆の結果になった。それは、履歴消費エネルギーと滑り量が比例関係にあるが、それらの数値の耐震的な評価尺度が相反するためである。つまり、靱性率、履歴消費エネルギー、滑り量の 3 つの要素全てを考慮した時、全ての条件を満たす耐震的に最も有効な復元力特性は決定することが難しい。

そこで、靱性率、履歴消費エネルギー、滑り量の 3 つの要素を考慮した推奨復元力特性を考えるにあたり、靱性率、履歴消費エネルギー、滑り量それぞれの耐震的な優位性を考える必要がある。この 3 つの要素の中でも建物に大きな被害を与える直接的な原因として、一過性である靱性率を優先的に考慮すべきであるとすると、推奨復元力特性は Q-L 型及びその複合復元力特性となり、履歴消費エネルギーの面で考えた有効性にも反映される。累積滑り量に関しても検討すると、滑り量では他の復元力特性を複合させた Q-L 型の複合特性にするとその単一の復元力モデルに比べ、累積すべり量は飛躍的に大きくなり、この点では耐震性に劣り、推奨出来ない。従って、靱性率、履歴消費エネルギー、滑り量の 3 つの要素にその耐震的な順位性を併せて考慮すると、フィリピン・マリキナ市の既存住宅に Q-L 型復元力特性を有する構造要素を賦与することは、耐震安全性の面からも重要と言える。

以上のことから、既存住宅の耐震性能の向上のためには、高い剛性、強い強度、大きな履歴ループ、富んだ靱性を有するような復元力特性として、ここで示した Q-L 型復元力特性に近いモデルを考慮することが望ましい。また、E 棟と R 棟を比較した結果、R 棟は施工時の改善や、柱と梁の断面のサイズを僅かに大きくすることにより、E 棟より耐震性能は上がり、最大靱性率の低減ばか

りでなく、累積滑り量も激減し、Q-L 型復元力特性の欠点である滑り量の大きさも解消される。

従って、レベルがあまり大きくない地震動を受けたときに、各種の地震応答量が大きくなる恐れのあるフィリピン・マリキナ市の既存住宅の対策としては、上記に加えて、建物の構造特性を Q-L 型に近いモデルを採用した耐震性能の高い建物を作ることが、被害低減、いわゆる防災対策に繋がると考える。

耐震性、安全性の尺度として、ここで示した靱性率、履歴消費エネルギー、滑り量の中でどれを採用するかについては、今後建物の種類と共に検討する余地が残されている。更に、地域性を考慮した詳細な解析をする必要がある。

謝辞

本論の計算結果の一部は、平成 15,16 年度関西大学工学部建築学科・三谷学、高尾拓史の両君の補助、科学技術振興調整費「アジア・太平洋地域に適した地震・津波災害軽減化技術の開発とその体系化に関する研究（研究代表者：亀田弘行 地震防災フロンティア研究センター長）」と、平成 17 年度科学研究費補助金（基盤研究（C）、研究代表者 関西大学教授 浅野幸一郎、課題番号 17560254）によるものである。微動観測機器は、京都大学防災研究所 入倉孝次郎元教授（当時）から拝借したもので、微動観測には吉川正隆君（当時東京大学大学院生）の援助によるものである。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 田中聡、玉置泰明、永井博子、鈴木三四郎、堀江啓、吉村美保、吉川正隆、林春男：発展途上国における Non-Engineered 住宅の地震防災に関する基礎的考察—フィリピン・マリキナ市における Non-Engineered 住宅を事例として—、地域安全学会論文集、No.5、2003.11
- 2) 鉄筋コンクリート組積増とその可能性、日本建築学会、2005.2
- 3) 例えば、一連の組積造に関する日米の共同大型耐震実験研究 (18)、(24)、(39)、(82)、日本建築学会大会梗概集、1985-1989
- 4) 野村五郎、木島五郎：新型ブロックによる実大壁板の耐久実験、建築技術、No.330、1979
- 5) 加藤一雄、松村晃他：補強コンクリート造実大建物の水平加力実験、日本建築学会大会梗概集、1981
- 6) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990)、1990
- 7) 鈴木三四郎、田中聡、堀江啓、牧紀男、藤沢秀樹、水越薫、大森達也、高島正典、林春男：フィリピン・マリキナ市における Non-Engineered 住宅の耐震安全性に関する研究、その 3、日本建築学会大会梗概集、2004.8
- 8) 田中聡、玉置泰明、永井博子、鈴木三四郎、堀江啓、吉村美保、吉川正隆、林春男：フィリピン・マリキナ市における枠組組積構造 Non-Engineered 住宅の耐震安全性に関する考察、地域安全学会、No.6、2004.11
- 9) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門、鹿島出版会、1994.5
- 10) 浅野幸一郎：弾塑性履歴特性を有する質点構造物の確率統計的地震応答 その 1. 擬定常 White Noise 入力を受ける 1 自由度系、日本建築学会論文報告集、1976.9
- 11) Yoshiyuki Suzuki : Seismic Reliability Analysis of Hysteretic Structures based on Stochastic Differential Equations, DPRI, Kyoto University, 1985.12

(原稿受付 2005.5.25)